

DIN EN 1994-1-1

ICS 91.010.30; 91.080.13; 91.080.40

Entwurf**DIN**Einsprüche bis 2024-04-02
Vorgesehen als Ersatz für
DIN EN 1994-1-1:2010-12

**Eurocode 4 –
Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton –
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;
Deutsche und Englische Fassung prEN 1994-1-1:2024**

Eurocode 4 –
Design of composite steel and concrete structures –
Part 1-1: General rules and rules for buildings;
German and English version prEN 1994-1-1:2024

Eurocode 4 –
Calcul des structures mixtes acier-béton –
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments;
Version allemande et anglaise prEN 1994-1-1:2024

Anwendungswarnvermerk

Dieser Entwurf mit Erscheinungsdatum 2024-02-02 wird der Öffentlichkeit zur Prüfung und Stellungnahme vorgelegt.

Weil das beabsichtigte Dokument von der vorliegenden Fassung abweichen kann, ist die Anwendung dieses Entwurfs besonders zu vereinbaren.

Stellungnahmen werden erbeten

- vorzugsweise online im Norm-Entwurfs-Portal von DIN unter www.din.de/go/entwuerfe bzw. für Norm-Entwürfe der DKE auch im Norm-Entwurfs-Portal der DKE unter www.entwuerfe.normenbibliothek.de, sofern dort wiedergegeben;
- oder als Datei per E-Mail an nabau@din.de möglichst in Form einer Tabelle. Die Vorlage dieser Tabelle kann im Internet unter www.din.de/go/stellungnahmen-norm-entwuerfe oder für Stellungnahmen zu Norm-Entwürfen der DKE unter www.dke.de/stellungnahme abgerufen werden;
- oder in Papierform an den DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau), 10772 Berlin oder Am DIN-Platz, Burggrafenstr. 6, 10787 Berlin.

Es wird gebeten, mit den Kommentaren zu diesem Entwurf jegliche relevanten Patentrechte, die bekannt sind, mitzuteilen und unterstützende Dokumentationen zur Verfügung zu stellen.

Gesamtumfang 448 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

E DIN EN 1994-1-1:2024-03

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (prEN 1994-1-1:2024) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Das zuständige deutsche Normungsgremium ist der Arbeitsausschuss NA 005-08-99 AA „Verbundbau (SpA zu CEN/TC 250/SC 4)“ im DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau).

Um Zweifelsfälle in der Übersetzung auszuschließen, ist die englische Originalfassung beigefügt. Die Nutzungsbedingungen für den deutschen Text des Norm-Entwurfes gelten gleichermaßen auch für den englischen Text.

Aktuelle Informationen zu diesem Dokument können über die Internetseiten von DIN (www.din.de) durch eine Suche nach der Dokumentennummer aufgerufen werden.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1994-1-1:2010-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) das Dokument wurde vollständig überarbeitet.

2024-03

prEN 1994-1-1:2024

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

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

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

Inhalt

	Seite
Europäisches Vorwort	8
0 Einleitung	9
0.1 Einleitung zu den Eurocodes	9
0.2 Einleitung zu EN 1994 (alle Teile)	9
0.3 Einleitung zu EN 1994-1-1	10
0.4 In den Eurocodes verwendete Verbformen	10
0.5 Nationaler Anhang zu EN 1994-1-1	10
1 Anwendungsbereich	11
1.1 Anwendungsbereich von EN 1994-1-1	11
1.2 Voraussetzungen	11
2 Normative Verweisungen	11
3 Begriffe und Symbole	12
3.1 Begriffe	12
3.2 Symbole	16
3.2.1 Lateinische Großbuchstaben	16
3.2.2 Lateinische Kleinbuchstaben	22
3.2.3 Griechische Großbuchstaben	26
3.2.4 Griechische Kleinbuchstaben	27
3.3 In Anhang A verwendete zusätzliche Symbole	29
3.3.1 Lateinische Großbuchstaben	29
3.3.2 Lateinische Kleinbuchstaben	30
3.3.3 Griechische Kleinbuchstaben	30
3.4 In Anhang B verwendete zusätzliche Symbole	30
3.4.1 Lateinische Großbuchstaben	30
3.4.2 Lateinische Kleinbuchstaben	31
3.4.3 Griechische Kleinbuchstaben	31
3.5 In Anhang D und Anhang E verwendete zusätzliche Symbole	31
3.5.1 Lateinische Großbuchstaben	31
3.5.2 Lateinische Kleinbuchstaben	33
3.5.3 Griechische Kleinbuchstaben	34
3.6 In Anhang F verwendete zusätzliche Symbole	34
3.6.1 Lateinische Großbuchstaben	34
3.6.2 Lateinische Kleinbuchstaben	35
3.6.3 Griechische Großbuchstaben	35
3.6.4 Griechische Kleinbuchstaben	35
3.7 In Anhang G verwendete zusätzliche Symbole	36
3.7.1 Lateinische Großbuchstaben	36
3.7.2 Lateinische Kleinbuchstaben	36
3.8 In Anhang H verwendete zusätzliche Symbole	36
3.8.1 Lateinische Großbuchstaben	36
3.8.2 Lateinische Kleinbuchstaben	36
3.8.3 Griechische Kleinbuchstaben	37
3.9 In Anhang I verwendete zusätzliche Symbole	37
3.10 In Anhang J verwendete zusätzliche Symbole	37
3.10.1 Lateinische Großbuchstaben	37
3.10.2 Lateinische Kleinbuchstaben	38

3.10.3	Griechische Kleinbuchstaben	38
4	Grundlagen der Tragwerksplanung	38
4.1	Allgemeine Regeln.....	38
4.1.1	Anforderungen	38
4.1.2	Robustheit.....	39
4.1.3	Zuverlässigkeit.....	39
4.2	Grundsätze der Bemessung nach Grenzzuständen.....	39
4.3	Basisvariablen	39
4.3.1	Einwirkungen und Umgebungseinflüsse	39
4.3.2	Baustoff- und Produkteigenschaften	39
4.3.3	Klassifizierung von Einwirkungen.....	39
4.4	Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten	40
4.4.1	Bemessungswerte	40
4.4.2	Bemessungswerte der Tragfähigkeit.....	41
4.4.3	Kombination von Einwirkungen.....	41
4.4.4	Nachweise der Lagesicherheit.....	41
5	Baustoffe	41
5.1	Beton	41
5.2	Betonstahl	42
5.3	Baustahl	42
5.4	Verbindungs- und Verbundmittel	43
5.4.1	Verbindungsmittel.....	43
5.4.2	Schubverbinder.....	43
5.5	Profilbleche für Verbunddecken in Hochbauten	45
6	Dauerhaftigkeit.....	46
6.1	Allgemeines	46
6.2	Profilbleche für Verbunddecken in Hochbauten	46
7	Statische Berechnung.....	46
7.1	Tragwerksmodell für die Berechnung	46
7.1.1	Tragwerksmodell und grundlegende Annahmen	46
7.1.2	Anschlussmodelle	47
7.1.3	Baugrund-Tragwerks-Interaktion	47
7.2	Tragfähigkeit.....	47
7.2.1	Auswirkungen verformter Tragwerksgeometrie	47
7.2.2	Berechnungsverfahren für Hochbauten	48
7.3	Imperfektionen	49
7.3.1	Grundlagen	49
7.3.2	Imperfektionen in Hochbauten	49
7.4	Berechnung der Auswirkungen von Einwirkungen	50
7.4.1	Verfahren der Gesamttragwerksberechnung	50
7.4.2	Linear-elastische Berechnung	52
7.4.3	Nichtlineare Gesamttragwerksberechnung	55
7.4.4	Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung bei Hochbauten	56
7.4.5	Starr-plastische Gesamttragwerksberechnung für Hochbauten	57
7.5	Klassifizierung von Querschnitten.....	59
7.5.1	Allgemeines	59
7.5.2	Klassifizierung von Verbundprofilen ohne Kammerbeton	60
7.5.3	Klassifizierung von einbetonierten Verbundprofilen für Hochbauten	60
8	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	61
8.1	Träger	61
8.1.1	Allgemeines	61
8.1.2	Mittragende Breite bei Querschnittsnachweisen	63
8.2	Tragfähigkeiten von Trägerquerschnitten	63

8.2.1	Biegetragfähigkeit.....	63
8.2.2	Tragfähigkeit bei vertikaler Schubbeanspruchung.....	73
8.3	Querschnittstragfähigkeit von teilweise einbetonierten Trägern für Hochbauten.....	75
8.3.1	Anwendungsbereich.....	75
8.3.2	Biegetragfähigkeit.....	76
8.3.3	Tragfähigkeit bei vertikaler Schubbeanspruchung.....	77
8.3.4	Biegung und vertikale Schubbeanspruchung.....	78
8.4	Biegedrillknicken von Verbundträgern.....	78
8.4.1	Allgemeines	78
8.4.2	Biegedrillknicknachweis für Durchlaufverbundträger mit Querschnitten der Klasse 1, Klasse 2 und Klasse 3	79
8.4.3	Vereinfachter Biegedrillknicknachweis für Durchlaufverbundträger mit Querschnitten der Klasse 1, Klasse 2 und Klasse 3 ohne direkte Berechnung für Träger in Hochbauten.....	81
8.5	Stegs mit Querbelastung.....	82
8.5.1	Allgemeines	82
8.5.2	Gurtinduziertes Stegblechbeulen.....	82
8.6	Verdübelung.....	83
8.6.1	Grundlagen der Tragwerksplanung	83
8.6.2	Allgemeines Verfahren mit nichtlinearer Berechnung	84
8.6.3	Träger in Hochbauten, deren Querschnittstragfähigkeit nach Plastizitätstheorie ermittelt wird.....	84
8.6.4	Sonstige Träger, deren Querschnittstragfähigkeit nach Plastizitätstheorie ermittelt wird	87
8.6.5	Träger, deren Querschnittstragfähigkeit nach Elastizitätstheorie ermittelt wird	88
8.6.6	Träger, deren Querschnittstragfähigkeit nach nichtlinearer Theorie ermittelt wird	89
8.6.7	Lokale Auswirkungen konzentrierter Längsschubkraft.....	89
8.6.8	Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten und Kammerbeton.....	91
8.6.9	Bemessungsstragfähigkeit von Kopfbolzen zur Verwendung mit Profilblechen in Hochbauten.....	93
8.6.10	Bauliche Durchbildung der Verdübelung und Einfluss der Bauausführung	96
8.6.11	Längsschubbeanspruchung in Betonplatten	99
8.7	Ermüdung	102
8.7.1	Ermüdung bei Hochbauten	102
8.8	Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile	102
8.8.1	Allgemeines	102
8.8.2	Allgemeines Bemessungsverfahren.....	105
8.8.3	Vereinfachtes Verfahren.....	109
8.8.4	Verdübelung und Lasteinleitung	117
8.8.5	Bestimmungen zur baulichen Durchbildung	121
9	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.....	122
9.1	Allgemeines	122
9.2	Spannungen	122
9.2.1	Allgemeines	122
9.2.2	Begrenzung der Spannungen für Hochbauten.....	123
9.3	Verformungen in Hochbauten	123
9.3.1	Durchbiegungen.....	123
9.3.2	Schwingungen.....	125
9.4	Rissbildung im Beton	125
9.4.1	Allgemeines	125
9.4.2	Mindestbewehrung	126
9.4.3	Begrenzung der Rissbildung infolge direkter Belastung.....	127
10	Verbunddecken mit Profilblechen für Hochbauten.....	129
10.1	Allgemeines	129
10.1.1	Anwendungsbereich.....	129
10.1.2	Definitionen.....	130

10.2 Bestimmungen zur baulichen Durchbildung	131
10.2.1 Plattendicke und Bewehrung.....	131
10.2.2 Zuschlagstoffe	132
10.2.3 Auflagerungsanforderungen.....	132
10.3 Einwirkungen und deren Auswirkungen	133
10.3.1 Bemessungssituationen	133
10.3.2 Einwirkungen für Profilbleche als Schalung	133
10.3.3 Einwirkungen für die Verbunddecke.....	134
10.4 Schnittgrößenberechnung	134
10.4.1 Profilbleche als Schalung.....	134
10.4.2 Berechnung für die Verbunddecke	134
10.4.3 Mittragende Breite bei Verbunddecken mit konzentrierten Einzel- und Linienlasten	134
10.5 Nachweise von Profilblechen als Schalung für Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	137
10.6 Nachweise von Profilblechen als Schalung für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit... 	137
10.7 Nachweise von Verbunddecken für Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	138
10.7.1 Bemessungskriterium	138
10.7.2 Biegung.....	138
10.7.3 Längsschubbeanspruchung bei Decken ohne Endverankerung.....	141
10.7.4 Längsschubbeanspruchung bei Decken mit Endverankerung	142
10.7.5 Vertikale Schubbeanspruchung.....	142
10.7.6 Durchstanzen.....	146
10.8 Nachweis für Verbunddecken in Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit.....	148
10.8.1 Rissbreitenbegrenzung.....	148
10.8.2 Durchbiegung.....	148
11 Verbundanschlüsse in Rahmentragwerken für Hochbauten.....	149
11.1 Anwendungsbereich.....	149
11.2 Berechnung, Modellbildung und Klassifizierung	150
11.2.1 Allgemeines	150
11.2.2 Elastische Gesamttragwerksberechnung.....	150
11.2.3 Klassifizierung von Anschlüssen	150
11.3 Bemessungsverfahren	151
11.3.1 Grundlagen und Anwendungsbereich	151
11.3.2 Tragfähigkeit.....	151
11.3.3 Rotationssteifigkeit	151
11.3.4 Rotationskapazität.....	151
11.4 Tragfähigkeit von Bauteilen.....	152
11.4.1 Anwendungsbereich.....	152
11.4.2 Grundbauteile von Anschlüssen	152
11.4.3 Stützensteg unter Querdruckbeanspruchung	153
11.4.4 Bauteile mit Bewehrung	153
Anhang A (informativ) Steifigkeit von Anschlussbauteilen in Hochbauten	155
A.1 Anwendungsbereich.....	155
A.2 Steifigkeitskoeffizienten.....	155
A.2.1 Grundbauteile von Anschlüssen	155
A.2.2 Weitere Grundbauteile von Verbundanschlüssen	157
A.2.3 Bauteile mit Bewehrung	157
A.3 Verformung der Verdübelung	158
Anhang B (normativ) Standardversuche	160
B.1 Allgemeines	160
B.2 Versuche an Schubverbindern	160
B.2.1 Allgemeines	160
B.2.2 Versuchsanordnung	160
B.2.3 Herstellung der Probekörper	163
B.2.4 Versuchsdurchführung	164

B.2.5	Versuchsauswertung.....	164
B.3	Versuche für Verbunddecken	166
B.3.1	Allgemeines	166
B.3.2	Versuchsanordnung	167
B.3.3	Herstellung der Probekörper.....	168
B.3.4	Aufbringen der Versuchsbelastung	168
B.3.5	Bestimmung der Bemessungswerte für $\tau_{u,Rd}$	169
Anhang C (informativ) Schwinden des Betons bei Verbundtragwerken für den Hochbau.....		171
Anhang D (normativ) Verbundträger mit Stegöffnungen.....		172
D.1	Anwendungsbereich.....	172
D.1.1	Allgemeines	172
D.1.2	Maßgrenzen von Öffnungen	172
D.2	Bemessungsverfahren	173
D.2.1	Allgemeines	173
D.2.2	Äquivalente Länge und Höhe von Öffnungen	174
D.2.3	Mittragende Breite der Betonplatte an einer Öffnung.....	174
D.3	Berechnung.....	175
D.3.1	Allgemeines	175
D.3.2	Normalkräfte am Öffnungsmittelpunkt	175
D.3.3	Verteilung der Schubkräfte.....	177
D.3.4	Schnittkräfte in Stegposten zwischen in geringen Abständen angeordneten Öffnungen	178
D.3.5	Klassifizierung für globale Biegebeanspruchung.....	179
D.3.6	Klassifizierung für <i>Vierendeel</i> -Biegung	179
D.4	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	179
D.4.1	Bemessungsregeln	179
D.4.2	Regeln für in geringen Abständen angeordnete Öffnungen	184
D.5	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.....	185
Anhang E (informativ) Verbundträger mit Stegöffnungen und ausgesteiften Platten		187
E.1	Anwendungsbereich.....	187
E.2	Berechnung.....	187
E.3	Zusätzliche Nachweise in Grenzzuständen der Tragfähigkeit für in großen Abständen angeordnete Öffnungen mit lokal ausgesteiften Platten	190
E.3.1	Allgemeines	190
E.3.2	Globale Biegetragfähigkeit.....	190
E.3.3	Globale Schubtragfähigkeit.....	190
E.3.4	Tragfähigkeit bei <i>Vierendeel</i> -Biegung.....	191
E.3.5	Tragfähigkeit der Verdübelung an Öffnungsändern	192
E.3.6	Tragfähigkeit bei Stegknicken.....	192
E.3.7	Tragfähigkeit der Querbewehrung bei lokalen Lasten	192
Anhang F (normativ) Kopfbolzen, die Spaltkräfte in Dickenrichtung der Platte verursachen		193
F.1	Bemessungstragfähigkeit und bauliche Durchbildung	193
F.2	Ermüdfestigkeit	196
Anhang G (informativ) Bemessungstragfähigkeit von Kopfbolzen mit offenen Rinnenprofilen mit Rippen quer zu den Stützträgerachsen in Hochbauten		198
G.1	Anwendungsbereich.....	198
G.2	Schubtragfähigkeit	198
Anhang H (normativ) Bemessungswert der Zugtragfähigkeit von Kopfbolzen		201
H.1	Anwendungsbereich.....	201
H.2	Bemessungswert der Zugtragfähigkeit von Kopfbolzen	201
Anhang I (normativ) Zusätzliche Regeln für flache Deckenträger		206
I.1	Allgemeines	206
I.2	Statische Berechnung.....	208

I.2.1	Gesamttragwerksberechnung für Hochbauten.....	208
I.2.2	Klassifizierung der Querschnitte flacher Deckenträger	209
I.3	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	211
I.3.1	Biegetragfähigkeit.....	211
I.3.2	Tragfähigkeit unter vertikaler Schubbeanspruchung.....	212
I.3.3	Verdübelung.....	213
I.4	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	215
Anhang J (informativ) Sonstige Arten von Decken mit vorgefertigten Betonplatten in Hochbauten..... 218		
J.1	Anwendungsbereich.....	218
J.2	Baustoffe.....	219
J.2.1	Vorgefertigte Betonplatten in Hochbauten	219
J.3	Statische Berechnung.....	219
J.3.1	Mittragende Breite von Gurten mit vorgefertigten Betonplatten	219
J.4	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	220
J.5	Bemessungstragfähigkeit von Schubverbindern in vorgefertigten Deckenplatten in Hochbauten.....	220
J.5.1	Allgemeines	220
J.5.2	Kopfbolzen in Vollplatten-Verbunddecken	221
J.5.3	Kopfbolzen in vorgefertigten Hohlplatten	222
J.5.4	Nicht vorgespannte Schrauben	223
J.6	Längsschubbeanspruchung in vorgefertigten Betonplatten.....	225
J.7	Bauliche Durchbildung der vorgefertigten Platten	225
J.7.1	Auflageranordnungen.....	225
J.7.2	Randträger	225
J.8	Versuche an Schubverbindern	226
J.8.1	Spezifische Abscherversuche für Kopfbolzen in Hohlplatten oder Hohlplatten-Verbunddecken mit konstanter Dicke	226
Literaturhinweise..... 227		

Europäisches Vorwort

Dieses Dokument (prEN 1994-1-1:2024) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI gehalten wird.

Dieses Dokument ist derzeit zur CEN-Umfrage vorgelegt.

Dieses Dokument wird EN 1994-1-1:2004 ersetzen.

Die erste Generation der EN Eurocodes wurde zwischen den Jahren 2002 und 2007 veröffentlicht. Dieses Dokument wurde als Teil der zweiten Generation der Eurocodes im Rahmen des Mandats M/515 erarbeitet, das die Europäische Kommission und die Europäische Freihandelsassoziation CEN erteilt haben.

Die Eurocodes wurden erarbeitet, um in Verbindung mit einschlägigen Ausführungs-, Werkstoff-, Produkt- und Prüfnormen angewendet zu werden und um Anforderungen an Ausführung, Werkstoffe, Produkte und Prüfung zu identifizieren, auf denen die Eurocodes beruhen.

Die Eurocodes erkennen die Verantwortlichkeit aller Mitgliedstaaten an und wahren deren Recht, sicherheitsbezogene Werte auf nationaler Ebene in Nationalen Anhängen festzulegen.

0 Einleitung

0.1 Einleitung zu den Eurocodes

Die Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus umfassen die folgenden Normen, die in der Regel aus mehreren Teilen bestehen:

- EN 1990, *Eurocode — Grundlagen der Planung von Tragwerken und geotechnischen Bauwerken*
- EN 1991, *Eurocode 1 — Einwirkungen 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*
- 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 Aluminiumtragwerken*
- Neue Teile sind derzeit in Erarbeitung, z. B. der Eurocode für die Bemessung von tragenden Konstruktionen aus Glas

Die Eurocodes sind für die Anwendung durch Tragwerksplaner, Bauherren, Hersteller, Ausführende, zuständige Behörden (bei der Wahrnehmung ihrer Aufgaben in Übereinstimmung mit nationalen oder internationalen Vorschriften), Lehrkräfte, Softwareentwickler und Normenausschüsse, in denen verwandte Produktnormen, Prüfnormen und Ausführungsnormen erarbeitet werden, gedacht.

ANMERKUNG Einige Entwurfs- und Bemessungsaspekte werden am zutreffendsten von den zuständigen Behörden festgelegt oder können, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien wie Tragwerksplanern und Bauherren vereinbart werden. In den Eurocodes werden solche Aspekte durch ausdrückliche Bezugnahme auf die zuständigen Behörden und die beteiligten Parteien gekennzeichnet.

0.2 Einleitung zu EN 1994 (alle Teile)

EN 1994 gilt für die Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton sowie die Ausführenden von Hoch- und Ingenieurbauten. EN 1994 entspricht den Grundsätzen und Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken sowie den Grundlagen für ihre Bemessung und Nachweise, die in EN 1990, *Grundlagen der Planung von Tragwerken und geotechnischen Bauwerken*, enthalten sind.

EN 1994 behandelt ausschließlich Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit, die Dauerhaftigkeit und die Feuerwiderstandsfähigkeit von Tragwerken aus Stahl. Andere Anforderungen, wie z. B. bezüglich Wärmeschutz oder Schallschutz, werden nicht berücksichtigt.

EN 1994 besteht aus mehreren Teilen:

EN 1994-1-1, *Eurocode 4 — Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;*

EN 1994-1-2, *Eurocode 4 — Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall;*

EN 1994-2, *Eurocode 4 — Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 2: Brücken.*

0.3 Einleitung zu EN 1994-1-1

EN 1994-1-1 enthält Grundregeln für die Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton und ergänzende spezifische Bestimmungen für Hochbauten.

0.4 In den Eurocodes verwendete Verbformen

Das Verb „muss“ beschreibt eine Anforderung, die zwingend zu befolgen ist und von der bei Anwendung der Eurocodes keine Abweichung zulässig ist.

Das Verb „sollte“ beschreibt eine streng empfohlene Auswahl oder Vorgehensweise. In Abhängigkeit von nationalen Regeln und/oder relevanten Vertragsbestimmungen können alternative Lösungen verwendet/angenommen werden, wenn sie technisch gerechtfertigt sind.

Das Verb „darf“ beschreibt eine erlaubte Vorgehensweise innerhalb der Anwendungsgrenzen der Eurocodes.

Das Verb „kann“ beschreibt Möglichkeiten und Fähigkeiten; es wird für Tatsachenfeststellungen und Erklärungen verwendet.

0.5 Nationaler Anhang zu EN 1994-1-1

Nationale Festlegungen sind in diesem Dokument zulässig, wo dies in Anmerkungen ausdrücklich angegeben ist. Nationale Festlegungen umfassen die Auswahl von Werten für national festgelegte Parameter (NDP, en: nationally determined parameters).

Die nationale Ausgabe von EN 1994-1-1 kann durch einen Nationalen Anhang ergänzt werden, der alle nationalen Festlegungen enthält, die für die Bemessung und Konstruktion von Hochbauten und Ingenieurbauten im jeweiligen Land erforderlich sind.

Wird keine nationale Festlegung angegeben, so ist die in diesem Dokument angegebene Standardfestlegung anzuwenden.

Wenn keine nationale Festlegung getroffen wird und keine Standardfestlegung in diesem Dokument angegeben ist, kann die Festlegung durch eine zuständige Behörde getroffen werden oder, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien vereinbart werden.

Nationale Festlegungen sind in EN 1994-1-1 durch Anmerkungen zu den folgenden Abschnitten gestattet:

4.4.1.2(2)	4.4.1.2(4)	4.4.1.2(5)	4.4.1.2(6)
5.1(3)	5.1(7)	5.4.2.1(5)	8.2.2.5(1)
8.6.8.1(1)	8.6.9.1(3)	8.8.2(9)	10.6(2)
10.7.5(7)	B.2.2.3(3)	D.4.1.3(5)	H.2(2)
H.2(3)	H.2(4)		

Nationale Festlegungen sind in EN 1994-1-1 zur Anwendung der folgenden informativen Anhängen gestattet:

Anhang A
Anhang J

Anhang C

Anhang E

Anhang G

Der Nationale Anhang kann, direkt oder durch Verweisungen, ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Erleichterung der Umsetzung enthalten, sofern dadurch keine Bestimmungen der Eurocodes geändert werden.

1 Anwendungsbereich

1.1 Anwendungsbereich von EN 1994-1-1

(1) EN 1994-1-1 enthält Grundregeln für die Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton und ergänzende spezifische Bestimmungen für Hochbauten.

ANMERKUNG Spezifische Regeln für Brücken sind in EN 1994-2 angegeben.

1.2 Voraussetzungen

(1) Die in EN 1990 angegebenen Voraussetzungen gelten für die Anwendung von EN 1994-1-1.

(2) Zusätzlich zu den allgemeinen Voraussetzungen nach EN 1990 gelten für dieses Dokument die Voraussetzungen nach EN 1992-1-1, EN 1992-1-2 und EN 1993-1-1.

(3) EN 1994-1-1 ist für die Anwendung in Zusammenhang mit EN 1990, EN 1991 (alle Teile), EN 1992-1-1, EN 1993 (alle Teile), EN 1997 (alle Teile), EN 1998 (alle Teile bei Ausführung von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton in Erdbebenregionen), EN 1090-1, EN 1090-2, EN 1090-4, EN 13670 und mit den für Verbundtragwerke aus Stahl und Beton maßgebenden Europäischen Normen zu Bauprodukten vorgesehen.

2 Normative Verweisungen

Die folgenden Dokumente werden im Text in solcher Weise in Bezug genommen, dass einige Teile davon oder ihr gesamter Inhalt Anforderungen des vorliegenden Dokuments darstellen. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

ANMERKUNG In den Literaturhinweisen sind weitere zitierte Dokumente aufgelistet, die keine normativen Verweisungen sind, einschließlich solcher Dokumente, die als Empfehlungen (d. h. durch „sollte“-Sätze), Erlaubnisse („darf“-Sätze), Möglichkeiten („kann“-Sätze) sowie in Anmerkungen in Bezug genommen werden.

EN 1990:2023¹, *Eurocode — Grundlagen der Planung von Tragwerken und geotechnischen Bauwerken*

EN 1991 (alle Teile), *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke*

prEN 1991-1-5, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-5: Temperatureinwirkungen*

EN 1992-1-1:2023, *Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke*

EN 1993-1-1:2022, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

FprEN 1993-1-8:2023, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-8: Anschlüsse*

prEN 1993-1-14:2023, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-14: Bemessung mithilfe von Finite-Element-Berechnung*

¹ Geändert durch EN 1990:2023/prA1:2024.

3 Begriffe und Symbole

3.1 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die Begriffe nach EN 1990, EN 1992-1-1 und EN 1993-1-1 und die folgenden Begriffe.

3.1.1

Verbundbauteil

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

3.1.2

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

3.1.3

Schubverbinder

Verbindungelement, das in Verbundbauteilen eingesetzt wird, um die kombinierte Einwirkung der Beton- und Stahlelemente zu ermöglichen

3.1.4

Verbundwirkung

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

3.1.5

Verbundträger

überwiegend auf Biegung beanspruchtes Verbundbauteil aus einem Baustahlprofil mit einem oder zwei Betongurten oder einem teilweise einbetonierten Baustahlprofil mit oder ohne Betongurte

3.1.6

Verbundstütze

überwiegend auf Druck oder Druck und Biegung beanspruchtes Verbundbauteil

3.1.7

Verbunddecke

Deckenkonstruktion, bei der ein Profilblech zunächst als Schalung dient und im Endzustand mit dem erhärteten Beton zusammenwirkt, um als Zugbewehrung der fertiggestellten Decke zu wirken

3.1.8

Vollbetonplatte

Deckenkonstruktion mit konstanter Betonhöhe

3.1.9

Betonplatte

entweder eine Verbunddecke oder eine Vollbetonplatte

3.1.10

Betongurt

Betonplatte in kombinierter Einwirkung mit dem Stahlelement als Druck- oder Zuggurt

3.1.11**lokal biegesteife Betonplatte**

Betongurt eines Verbundträgers an einer Stegöffnung, bei der die auf das Stahlelement bezogene Biegesteifigkeit des Betongurtes die Schubkraftverteilung zwischen Stahl und Beton signifikant verändert

3.1.12**Tragwerk in Verbundbauweise**

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

3.1.13**Verbundanschluss**

Verbindung zwischen Verbundbauteilen oder zwischen Verbund- und Stahlbeton- oder Stahlbauteilen, bei der die Betonstahlstäbe im Betonelement bei der Bemessung des Anschlusses für Tragfähigkeit und Steifigkeit berücksichtigt werden

3.1.14**Tragwerk mit Eigengewichtsverbund**

Tragwerk oder Bauteil, bei dem das Betongewicht auf Stahlelemente aufgebracht wird, welche vorübergehend in der Spannweite oder unabhängig auf vorübergehenden Auflagern abgestützt werden, bis die Betonelemente die Spannungen aufnehmen können

3.1.15**Tragwerk ohne Eigengewichtsverbund**

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

3.1.16**Biegesteifigkeit ohne Berücksichtigung der Rissbildung**

Biegesteifigkeit $E_a I_1$ eines Verbundbauteilquerschnitts; dabei ist I_1 das Flächenträgheitsmoment des ideellen Verbundquerschnitts bei Berechnung unter der Annahme, dass der zugbeanspruchte Betonquerschnitt nicht gerissen ist und der Gesamtquerschnitt eben bleibt

3.1.17**Biegesteifigkeit mit Berücksichtigung der Rissbildung**

Biegesteifigkeit $E_a I_2$ eines Verbundbauteilquerschnitts; dabei ist I_2 das Flächenträgheitsmoment des ideellen Verbundquerschnitts bei Berechnung unter Vernachlässigung zugbeanspruchter Betonquerschnitte, jedoch unter Einbeziehung der Bewehrung sowie unter der Annahme, dass der Gesamtquerschnitt eben bleibt

3.1.18**Vorspannung**

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

3.1.19**ausgesteifte Bauteile oder Systeme**

Bauteile oder Teilsysteme, die bei der Berechnung und Bemessung als nicht zur horizontalen Gesamttragfähigkeit eines Tragwerks beitragend angenommen werden

3.1.20**elastische Tragfähigkeit**

Tragfähigkeit eines Querschnitts auf Grundlage der linearen Elastizitätstheorie

3.1.21**plastische Tragfähigkeit**

Tragfähigkeit eines Querschnitts auf Grundlage rechteckiger Spannungsblöcke

3.1.22**nichtlineare Tragfähigkeit**

Tragfähigkeit auf einer Querschnittsebene unter Einbeziehung mehrerer Arten nichtlinearer Querschnittsberechnungen, wie z. B. die Bestimmung der Momententragsfähigkeit unter Berücksichtigung der plastischen Tragfähigkeit oder auf der Grundlage von Dehnungsbegrenzung und der Spannungs-Dehnungs-Kurve der Baustoffe

3.1.23**Berechnung des gesamten Tragwerks**

bezogen auf die Berechnung des Tragwerks oder Systems in seiner Gesamtheit,

- die elastische Berechnung des gesamten Tragwerks beruht auf der Annahme, dass das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Baustoffe unabhängig vom Spannungsniveau linear ist, auch wenn die Tragfähigkeit eines Querschnitts auf seiner plastischen oder nichtlinearen Tragfähigkeit beruht,
- die starr-plastische Berechnung vernachlässigt die Auswirkungen elastischer Durchbiegungen und beruht auf der Annahme, dass alle Tragwerksverformungen in diskreten Fließgelenken innerhalb von Bauteilen oder Anschlüssen auftreten,
- die nichtlineare plastische Berechnung des gesamten Tragwerks berücksichtigt die Plastizitätsverteilung sowohl durch die Querschnitte als auch entlang der Bauteile in plastischen Bereichen. Dieser Begriff gilt ebenfalls für eine plastische Berechnung unter Berücksichtigung des Einflusses von Anschlüssen.

Anmerkung 1 zum Begriff: Zweck einer Berechnung des gesamten Tragwerks ist die Bestimmung von Verformungen und Schnittgrößen in Trägern, Stützen und Rahmentragwerken

3.1.24**Bauteilimperfektion**

Bauteilimperfektionen umfassen geometrische und strukturelle Imperfektionen

3.1.25**äquivalente Vorkrümmung**

in dieser Norm festgelegten äquivalenten Vorkrümmungen berücksichtigen die Auswirkungen von Folgendem:

- geometrische Imperfektionen mit Begrenzung durch geometrische Toleranzen nach Produktnormen oder der Ausführungsnorm;
- strukturelle Imperfektionen infolge Fertigung und Errichtung, z. B. Eigenspannungen und Veränderlichkeit der Streckgrenze

3.1.26**vollständige Verdübelung**

Trägerfeld bzw. Kragarm ist vollständig verdübelt, wenn eine Erhöhung der Anzahl von Schubverbündern nicht zur Erhöhung des Bemessungswertes der Biegeträgfähigkeit des Bauteils führt. Andernfalls liegt eine teilweise Verdübelung vor

3.1.27**teilweise Verdübelung**

liegt bei Nichterfüllung der Bedingung für die vollständige Verdübelung nach 3.1.26 vor

3.1.28**vollständige Interaktion**

wenn ein Verbundelement vollständige Interaktion aufweist, darf der Schlupf im Verbundanschluss zwischen Stahl und Beton vernachlässigt werden. Somit ist bei dem Verbundquerschnitt nur eine Nulllinie vorhanden und der Querschnitt bleibt eben

3.1.29**Doppelverbundwirkung**

Profil, bei dem das Stahlbauteil im Verbund mit Betongurten sowohl am oberen als auch am unteren Rand zusammenwirkt

3.1.30**ideeller Verbundquerschnitt**

Verbundquerschnitt mit effektiver (ideeller) Betonquerschnittsfläche, die mit dem Elastizitätsmodulverhältnis n_L nach 7.4.2.2(2), Gleichung (7.4), unter Berücksichtigung der Auswirkungen der Belastungsart sowie der zeitabhängigen Auswirkungen von Kriechen und Schwinden bei linear-elastischer Berechnung angepasst wird

3.1.31**Hohlplatten-Verbunddecke**

vorgefertigte Hohlplatten-Verbunddecke ergänzt durch vor Ort aufgebrachten Aufbeton

3.1.32**Hohlkern**

Längsaussparung in mittels spezifischer industrieller Herstellungsverfahren vorgefertigten Hohlplatten, deren Anordnung regelmäßig ist und deren Form so gewählt wird, dass die auf die Platte aufgebrachte Vertikallast auf die Stege übertragen wird

3.1.33**Hohlplatte**

Spannbeton- oder Stahlbetonelement mit konstanter Dicke, das in einen oberen und einen unteren Gurt unterteilt ist, die durch vertikale Stege miteinander so verbunden sind, dass Hohlkerne in Form von Längsaussparungen entstehen, deren Querschnitt konstant ist und eine vertikale Symmetrieachse ergibt

3.1.34**Hohlplattendecke**

aus vorgefertigten Hohlplatten nach dem Verfüllen der Längsfugen gebildete Decke

3.1.35**offenes Hohlbauteil**

Hohlbauteil, dessen Obergurt zur Aufnahme von Querbewehrungsstäben und Ortbetonverfüllung entfernt wurde

3.1.36**vorgefertigte Deckenplatte**

Spannbeton- oder Stahlbetondeckenplatte, die als ständige Schalung für Ortbeton dient und eben oder mit Rippen, mit oder ohne Gitterträger, aber ohne Verdrängungskörper ausgeführt wird

3.1.37**Betonfertigteil**

in Übereinstimmung mit einer spezifischen Europäischen Norm vorgefertigtes Betonelement

3.1.38**Vollplatten-Verbunddecke**

Decke aus einer vorgefertigten Betondeckenplatte und eingebundenem Aufbeton, die nach der Erhärtung des Aufbetons durch dessen Haftverbund mit dem Betonfertigteil mit oder ohne Verbundbewehrung als monolithische Deckenplatte wirkt

3.1.39**Aufbeton**

über die gesamte Oberfläche der vorgefertigten Deckenplatte vergossene Ortbetonschicht, die durch Haftverbund monolithisch wirkt, um ihre Tragfähigkeit zu erhöhen, und somit eine Verbunddecke bildet

3.1.40**Europäische Technische Produktspezifikation**

- eine Europäische Produktnorm (EN); oder
- eine Europäische Technische Bewertung (ETA, en: European Technical Assessment) auf der Grundlage eines Europäischen Bewertungsdokuments (EAD, en: Europäisches Bewertungsdokument); oder
- eine Produktdokumentation auf der Grundlage einer transparenten und vergleichbaren Bewertung, die sämtlichen Anforderungen des maßgebenden EAD entspricht.

3.2 Symbole

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die folgenden Symbole.

3.2.1 Lateinische Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche des wirksamen Verbundprofils unter Vernachlässigung zugbeanspruchter Betonquerschnitte
A_a	Querschnittsfläche des Baustahlprofils
A_b	Querschnittsfläche der unteren Querbewehrung
A_{bh}	Querschnittsfläche der unteren Querbewehrung in einer Voute
A_c	Betonquerschnittsfläche
$A_{c,eff}$	effektive Betonquerschnittsfläche unter Berücksichtigung des Elastizitätsmodulverhältnisses
$A_{c,L}$	Betonfläche unter Berücksichtigung zeitabhängiger Auswirkungen
A_{ct}	Querschnittsfläche der Betonzugzone
A_{fb}	Querschnittsfläche des Untergurtes des Baustahlprofils
A_{fc}	effektive Querschnittsfläche des Druckgurtes
A_{ft}	Querschnittsfläche des Obergurtes des Baustahlprofils
$A_{i,s}$	Fläche des äquivalenten wirksamen Baustahlprofils bei Einwirkungen infolge Schwinden
$A_{i,0}$	Fläche des äquivalenten wirksamen Baustahlprofils bei vorübergehenden Einwirkungen
$A_{i,P}$	Fläche des äquivalenten wirksamen Baustahlprofils bei ständigen Einwirkungen
A_{pe}	effektive Querschnittsfläche des Profilbleches
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls
A_{sf}	Querschnittsfläche der Querbewehrung

A_t	Querschnittsfläche der oberen Querbewehrung
A_v	Schubfläche eines Baustahlprofils
A_{vc}	Schubfläche eines Stützenstegfeldes
A_1	Lasteinleitungsfläche unterhalb eines Knotenbleches
E_a	Elastizitätsmodul des Baustahls
E_{cd}	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls des Betons
E_{cm}	Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons
$E_{c,eff}$	effektiver Elastizitätsmodul des Betons zur Berücksichtigung von Kriechverformungen
E_d	Lastvektor
E_s	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls für Betonstahl
$(EI)_{eff}$	effektive Biegesteifigkeit für die Berechnung des bezogenen Schlankheitsgrades
$(EI)_{eff,ll}$	effektive Biegesteifigkeit für Berechnungen nach Theorie 2. Ordnung
$(EI)_2$	Biegesteifigkeit mit Berücksichtigung der Rissbildung je Längeneinheit der Betonplatten- oder Verbunddeckenbreite
$F_{c,wc,c,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit des Kammerbetons eines einbetonierten Stützensteges unter Querdruckbeanspruchung
F_{Ed}	Bemessungswert der Kraft oder der konzentrierten Einzellast
$F_{\ell,Ed}$	Bemessungswert der Längskraft je Bolzen infolge der Verbundwirkung im Träger
$F_{ten,Ed}$	Bemessungswert der Zugkraft je Bolzen
$F_{t,Ed}$	Bemessungswert der Querkraft je Bolzen infolge der Verbundwirkung in der Deckenplatte
$F_{s,Ed}$	Bemessungswert der Längsschubkraft je Bolzen
G_a	Schubmodul des Baustahls
G_c	Schubmodul des Betons
G_f	Bruchenergie des Betons
G_k	charakteristischer Wert der Summe aller ständigen Einwirkungen
I	Flächenträgheitsmoment des wirksamen Verbundprofils unter Vernachlässigung zugbeanspruchter Betonquerschnitte
I_a	Flächenträgheitsmoment des Baustahlprofils
I_{at}	Torsionsträgheitsmoment des Baustahlprofils (St. Venant'scher Torsionswiderstand)
I_c	Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts
$I_{c,L}$	Flächenträgheitsmoment der Betonplatte unter Berücksichtigung des Elastizitätsmodulverhältnisses
I_{cross}	Flächenträgheitsmoment in Querrichtung unter Annahme eines ungerissenen Betonquerschnitts
I_{ct}	Torsionsträgheitsmoment (St. Venant'scher Torsionswiderstand) des ungerissenen Kammerbetonquerschnitts

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

$I_{i,s}$	Flächenträgheitsmoment des äquivalenten wirksamen Baustahlprofils bei Einwirkungen infolge Schwinden
$I_{i,0}$	Flächenträgheitsmoment des äquivalenten wirksamen Baustahlprofils bei vorübergehenden Einwirkungen
$I_{i,p}$	Flächenträgheitsmoment des äquivalenten wirksamen Baustahlprofils bei ständigen Einwirkungen
$I_{L,eff}$	effektives Flächenträgheitsmoment des Verbundprofils
I_{long}	Flächenträgheitsmoment der Deckenplatte in Längsrichtung unter Annahme eines ungerissenen Betonquerschnitts
I_s	Flächenträgheitsmoment des Betonstahlquerschnitts
I_1	Flächenträgheitsmoment des äquivalenten wirksamen Baustahlprofils unter Annahme ungerissener zugbeanspruchter Betonquerschnitte
I_2	Flächenträgheitsmoment des äquivalenten wirksamen Baustahlprofils unter Vernachlässigung zugbeanspruchter Betonquerschnitte und Berücksichtigung des Betonstahlquerschnitts
$K_e, K_{e,II}$	Korrekturfaktoren für die Bemessung von Verbundstützen
K_0	Anpassungsbeiwert für die Bemessung von Verbundstützen
L	Länge
L_{A-B}	Abstand zwischen zwei Querschnitten A und B
L_{bc}, L_{bs}	Auflagerlängen
L_e	äquivalente Spannweite
$L_1; L_2; L_3$	Spannweiten
L_p	Abstand zwischen dem Mittelpunkt einer konzentrierten Einzellast und dem nächstgelegenen Auflager
L_V	Länge der Verdübelung
L_x	Abstand zwischen einem Querschnitt und dem nächstgelegenen Auflager
M_a	Beitrag des Baustahlquerschnitts zum Bemessungswert der Momententragfähigkeit des Verbundprofils
$M_{a,Ed}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit, der auf das Baustahlprofil aufgebracht wird, bevor die Verbundwirkung erreicht wird
$M_{b,Rd}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit bei Biegedrillknicken eines Verbundträgers
M_{cr}	ideales Biegedrillknickmoment eines Verbundträgers
M_{Ed}	Bemessungswert der Momententragfähigkeit
$M_{Ed,Im}$	größtes Moment nach Theorie 1. Ordnung innerhalb der Stützenlänge, einschließlich der Auswirkung von Imperfektionen und horizontalen Belastungen, die nicht Teil der Gesamttragwerksberechnung sind
$M_{Ed,Em}$	größtes Moment an den Stützenenden aus der Gesamttragwerksberechnung, einschließlich Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung, sofern nach 7.2 erforderlich
$M_{Ed,max}$	größter Bemessungswert der Momententragfähigkeit entlang des Trägers
$M_{el,Rd}$	Bemessungswert der elastischen Momententragfähigkeit des Verbundprofils

$M_{f,Rk}$	charakteristischer Wert der plastischen Momententragfähigkeit des Querschnitts nur aus der effektiven Gurtfläche
$M_{i,Ed}$	Teil des Bemessungswertes der Momententragfähigkeit bei Biegebeanspruchung des Verbundprofils
$M_{i,D,Ed}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit bei Vorspannung durch auf den ideellen Verbundquerschnitt einwirkende Verformung
$M_{i,L,Ed}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit bei Einwirkungen auf den zeitabhängigen ideellen Verbundquerschnitt
$M_{i,P,Ed}$	Bemessungswert des Biegemoments aus ständigen Einwirkungen auf den ideellen Verbundquerschnitt
$M_{i,PT,Ed}$	Bemessungswert des Biegemoments aus Kriechen
$M_{i,sh,Ed}$	Bemessungswert des Biegemoments aus Schwinden auf dem ideellen Verbundquerschnitt
$M_{i,0,Ed}$	Bemessungswert des Biegemoments aus vorübergehenden Einwirkungen auf den ideellen Verbundquerschnitt
M_{pa}	Bemessungswert des plastischen Biegemoments für die effektive Querschnittsfläche des Profilbleches
$M_{pl,a,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit des Baustahlprofils
$M_{pl,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit des Verbundprofils bei vollständiger Verdübelung
$M_{pl,N,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit des Verbundprofils unter Berücksichtigung der Normaldruckkraft
$M_{pl,y,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit um die y-y-Achse des Verbundprofils bei vollständiger Verdübelung
$M_{pl,z,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit um die z-z-Achse des Verbundprofils bei vollständiger Verdübelung
M_{pr}	reduzierte plastische Momententragfähigkeit des Profilbleches
M_{Rd}	Bemessungswert der Momententragfähigkeit eines Verbundprofils oder -anschlusses
$M_{Rd}(\eta)$	Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit des Verbundprofils unter Berücksichtigung des Verdübelungsgrades
M_{Rk}	charakteristischer Wert der Momententragfähigkeit eines Verbundprofils oder -anschlusses
$M_{y,Ed}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit bei Biegung um die y-y-Achse des Verbundprofils
$M_{z,Ed}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit bei Biegung um die z-z-Achse des Verbundprofils
N_a	Bemessungswert der Normalkraft im Baustahlprofil eines Verbundträgers
$N_{a,Ed}$	Bemessungswert der auf das Baustahlprofil aufgebrachten Normalkraft, bevor die Verbundwirkung erreicht wird
N_c	Bemessungswert der Normaldruckkraft im Betongurt unter Berücksichtigung des Verdübelungsgrades
N_{cd}	Normalkraft im Betonquerschnitt, wenn der Bemessungswert der Momententragfähigkeit der größte Wert entlang des Trägers ist
$N_{c,el}$	Normaldruckkraft im Betongurt entsprechend $M_{el,Rd}$

$N_{c,f}$	Bemessungswert der Normalspannung im Betongurt bei vollständiger Verdübelung
N_{cr}	ideale Verzweigungslast der Normalkraft
$N_{cr,eff}$	ideale Verzweigungslast einer Verbundstütze entsprechend einer wirksamen Biegesteifigkeit
N_{c1}	Bemessungswert der Normalspannung im Beton außerhalb der Stahlgurte von einbetonierten Verbundstützen
N_{Ed}	Bemessungswert der Normalspannung
$N_{G,Ed}$	Bemessungswert des ständig einwirkenden Anteils der Normalspannung
$N_{i,D,Ed}$	Bemessungswert der Normalkraft aus Vorspannung durch auf den ideellen Verbundquerschnitt einwirkende Verformung
$N_{i,Led}$	Bemessungswert der Normalkraft aus Einwirkungen auf den zeitabhängigen ideellen Verbundquerschnitt
$N_{i,P,Ed}$	Bemessungswert der Normalkraft aus ständigen Einwirkungen auf den ideellen Verbundquerschnitt
$N_{i,PT,Ed}$	Bemessungswert der zeitabhängigen Normalkraft infolge Kriechen
$N_{i,sh,Ed}$	Bemessungswert der Normalkraft aus Schwinden auf den ideellen Verbundquerschnitt
$N_{i,0,Ed}$	Bemessungswert der Normalkraft aus vorübergehenden Einwirkungen auf den ideellen Verbundquerschnitt
N_p	Bemessungswert der plastischen Tragfähigkeit des Profilbleches unter Normalkraft
$N_{p,l}$	Normalkraft in am Plattenauflager verankerten Profilblechen
$N_{pl,a}$	Bemessungswert der plastischen Tragfähigkeit des Baustahlquerschnitts
$N_{pl,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts unter Normalspannung
$N_{pl,Rk}$	charakteristischer Wert der plastischen Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts unter Normalspannung
N_s	Bemessungswert der plastischen Tragfähigkeit von Betonstahl unter Normalkraft
$N_{s,l}$	Normalkraft in am Plattenauflager verankerter Bewehrung
P_e	größter Wert der Tragfähigkeit je Schubverbinder aus einem Standard-Abscherversuch
P_{Ed}	Bemessungswert der Schubkraft im Schubverbinder
P_{em}	mittlere Versagenslast je Schubverbinder aus einem Standard-Abscherversuch
$P_{pb,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Bolzens
P_{Rd}	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit eines einzelnen Schubverbinder
P_{Rk}	charakteristischer Wert der Schubtragfähigkeit eines einzelnen Schubverbinder
$P_{\ell,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzens in Längsrichtung des Trägers
$P_{t,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzens in Querrichtung des Trägers
$P_{ten,Rd}$	Bemessungswert der Zugtragfähigkeit eines Kopfbolzens

Q_k	charakteristischer Wert der Summe aller veränderlichen Einwirkungen
R_{Ed}	Bemessungswert einer Auflagerkraft
R_m	Mittelwert der Tragfähigkeit
$R_{pl,m}$	Tragfähigkeit unter kombinierter Biege- und Druckbeanspruchung auf der Grundlage vollplastischer Interaktion
$R_{pl,d}$	Tragfähigkeit unter kombinierter Biege- und Druckbeanspruchung
$R_{w,Rd}$	Schubtragfähigkeit von Stahlblech nach FprEN 1993-1-3:2023, 8.1.6
S_j	Rotationssteifigkeit eines Anschlusses
$S_{j,ini}$	Anfangswert der Rotationssteifigkeit eines Anschlusses
$V_{a,Ed}$	Bemessungswert der auf das Baustahlprofil einwirkenden Schubkraft
$V_{a,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Baustahlprofils
$V_{b,Rd}$	Bemessungswert der Schubbeultragfähigkeit eines Stahlsteges, Schubtragfähigkeit von Profilblech nach FprEN 1993-1-3:2023, 8.1.5
$V_{b,e,Rd}$	Bemessungswert für vertikale Schubbeanspruchung von Profilblech mit einer Breite
$V_{c,cs}$	Schubkapazität der Druckstrebe am Auflager einer Verbunddecke
$V_{c,ct}$	Schubkapazität des Betons in einer Verbunddecke im Rissfortpflanzungsbereich nahe der Rissspitze
$V_{c,cz}$	Schubkapazität der ungerissenen Druckzone in einer Verbunddecke
$V_{c,Ed}$	Bemessungswert der auf den Kammerbeton des Stahlbetonsteges einwirkenden Schubkraft
$V_{c,Rd}$	Schubtragfähigkeit der Betonrippen nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.2, bei einer Plattenbreite von 1,0 Meter
$V_{c,ks}$	Schubkapazität einer Verbunddecke, die Knicken der Bewehrung und Abplatzen des Betons verursacht
$V_{c,ks,1}$	Schubkapazität einer Verbunddecke, die Abplatzen des Betons verursacht
$V_{c,ks,2}$	Schubkapazität einer Verbunddecke, die Knicken der Bewehrung verursacht
V_{Ed}	Bemessungswert der auf das Verbundprofil einwirkenden Schubkraft
$V_{g,Ed}$	Bemessungswert der ständigen vertikalen Schubkräfte $V_{g,Ed}$ während der Bauausführungsphase
$V_{L,Ed}$	Längsschubkraft
$V_{p,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit einer Verbunddecke bei Durchstanzen
$V_{pl,a,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Tragfähigkeit des Baustahlprofils bei vertikaler Schubbeanspruchung
$V_{pl,a,T,Rd}$	Bemessungswert der verringerten plastischen Schubtragfähigkeit des Baustahlprofils unter Berücksichtigung eines vorliegenden Torsionsmoments
$V_{pp,Rd}$	Schubtragfähigkeit einer Verbunddecke mit der Oberfläche parallel zur Richtung des Profilblechs
$V_{pt,Rd}$	Schubtragfähigkeit einer Verbunddecke mit der Oberfläche quer zur Richtung des Profilblechs

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

$V_{v,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit einer Verbunddecke bei vertikaler Schubbeanspruchung
$V_{wp,c,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Kammerbetons eines Stützenstegfelds

3.2.2 Lateinische Kleinbuchstaben

a	Abstand zwischen parallelen Trägern
a_{hs}	Durchmesser eines kreisförmigen Hohlprofils oder Breite eines rechteckigen Hohlprofils
a_{rp}	Abstand zwischen der Bolzenachse und der Bewehrung zur Verhinderung des Spaltens von Beton (effektiver Randabstand)
a_{sc}	Abstand zwischen dem Mittelpunkt des Bolzens und dem Blechende
a_q	Abstand zwischen gegeneinander wirkenden konzentrierten Kräften
b	Gurtbreite eines Stahlprofils
b_c	Breite des Kammerbetons eines Stahlprofils; Breite eines Betongurtes
$b_{eff,c,wc}$	effektive Breite eines Stützensteges bei Druckbeanspruchung
b_{eff}	gesamte mittragende Breite
$b_{eff,0}$	mittragende Breite an einem Endauflager
$b_{eff,1}$	mittragende Breite in der Feldmitte für einen beidseitig gestützten Träger
$b_{eff,2}$	mittragende Breite an einem Innenaufklager
b_{ei}	mittragende Breite eines Betongurtes auf beiden Stegseiten
b_{em}	mittragende Breite einer Verbunddecke
b_{ev}	mittragende Breite einer Verbunddecke bei Schubkräften
b_{fp}	Horizontalabstand zwischen der Steg-Gurt-Verbindung und der Ecke einer hinterschnittenen Steife
b_i	geometrische Breite des Betongurtes auf beiden Stegseiten
b_{bot}	Breite des Untergurtes des Profilbleches
b_m	Lasteinleitungsbreite bei Verbunddecken
b_{min}	Mindestbetonbreite innerhalb des Rinnenprofils des Stahlbleches
b_p	Maß einer konzentrierten Punkt- oder Linienlast
b_r	Breite des Obergurtes des Profilbleches
b_s	Achsabstand benachbarter Rippen von Profilblechen
b_{sl}	Deckenplattenbreite
b_{top}	obere Breite der Betonrippe
b_0	mittlere Breite einer Betonrippe bei offenen Rinnenprofilen oder Mindestbreite von hinterschnittenen Blechprofilen; Breite einer Betonvoute

b_{0i}	Achsabstand zwischen den äußeren Schubverbinderreihen
c	Breite eines einseitig gestützten Stahlgurtes
c_{eff}	wirksamer Rundschnitt bei Bewehrungsstäben
Δc_{dev}	Bemessungszuschlag für Abweichungen der Betondeckung
$c_{\min,b}$	Mindest-Betondeckung aufgrund Verbundanforderung
c_s	Steifigkeit der Verdübelung
c_y, c_z	Betondeckung
$c_{z,\min}$	Mindest-Betondeckung
d	Schaftdurchmesser eines BolzendüBELS
	Gesamtdurchmesser eines kreisförmigen Hohlstahlprofils
d_{do}	Schweißwulstdurchmesser eines BolzendüBELS
d_{ef}	Höhe einer oberen hintschnittenen Steife an der Oberseite eines Profilbleches mit offenem Rinnenprofil
d_p	Abstand der Schwerachse des Profilbleches zur Randfaser der druckbeanspruchten Verbunddecke
d_q	Abstand der Schwerachse der Summe von Verankerungszugkräften in Profilblechen und Bewehrung zur Randfaser druckbeanspruchter Verbunddecken
d_s	Abstand der zugbeanspruchten Stahlbewehrung zur Randfaser der druckbeanspruchten Verbunddecke
$d_{s,c}$	Höhe unterhalb des oberen Deckenplattenrandes bis zur Bewehrung
$d_{s,0}$	Bezugswert des Abstands zwischen dem Schwerpunkt der Zugkräfte und der Randfaser des druckbeanspruchten Betons einer Verbunddecke
d_w	lichte Steghöhe des Baustahlprofils
e	Abstand zwischen der unteren Faser des Profilbleches und dessen Schwerpunkt
e_D	Abstand zwischen dem Rand eines DüBELS und dem Rand des Trägergurtes
$e_{\text{d,F}}$	entweder $2e_{\text{h,F}}$ oder $2e_{\text{v,F}}$
$e_{\text{d,min}}$	zusätzliche Exzentrizität
e_g	Spalt zwischen der Bewehrung und der Kopfplatte bei Verbundstützen
$e_{\text{h,F}}$	Horizontalabstand zwischen dem Einwirkungspunkt der Kraft F_{Ed} und dem jeweiligen Stahlsteg bei Einleitung von F_{Ed} in die Betonplatte
e_k	Abstand zwischen dem Rand der Betonrippe auf der stärker momentenbeanspruchten Seite und der Mittellinie des nächstgelegenen BolzendüBELS
e_p	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie des Profilbleches und der Randfaser der zugbeanspruchten Verbunddecke
e_N	Exzentrizität der Belastung
e_v	Nennwert der Betondeckung von der Voutenseite bis zum DüBEL
$e_{\text{v,F}}$	Vertikalabstand zwischen dem Einwirkungspunkt der Kraft F_{Ed} und dem jeweiligen Stahlsteg bei Einleitung in die Betonplatte

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton im Alter t_{ref}
f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit von Beton im Alter t_{ref}
f_{ctm}	Mittelwert der Längszugfestigkeit des Betons
$f_{ct,eff}$	Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,0}$	Bezugswert für die Betonzugfestigkeit
f_{sd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{sk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{sm}	Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls
f_y	Nennwert der Streckgrenze des Baustahls
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Baustahls
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Stahls
f_{ym}	Mittelwert der Streckgrenze des Baustahls
$f_{yp,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze von Profilblechen
f_u	Zugfestigkeit des Bolzenwerkstoffes
f_1, f_2	Abminderungsfaktoren für Biegemomente an Auflagern
h	Gesamthöhe; Dicke
h_a	Baustahlprofilhöhe
h_A	Einbindetiefe eines BolzendüBELS oberhalb des Profilbleches
h_c	Dicke des Betongurtes; Höhe des Kammerbetons bis zum Stahlprofil; Betondicke oberhalb der Oberseite des Profilbleches: $h_c = h_{cs} - h_{pg}$ oder Dicke des Ortbetons über einem teilvorgefertigten Betonelement
h_{cs}	Gesamthöhe der Betonplatte einschließlich Profilblech
h_e	Dicke nichttragender Deckschichten
h_f	Länge einer Schubfläche
h_p	Gesamthöhe des Profilbleches abzüglich Längssteifen
h_{pc}	Höhe des Schwerpunkts des untersten Schubverbinder oberhalb des Untergurtstabs, bei hinterschnittenen Profilen in der Mitte zwischen Ober- und Untergurtstab
h_{pg}	Gesamthöhe des Profilbleches einschließlich Längssteifen, sofern vorhanden, andernfalls gilt $h_{pg} = h_p$
h_s	Höhe zwischen den Schwerpunkten der Gurte des Baustahlprofils, bei symmetrischen Querschnitten: $h_s = h_a - t_f$
h_{sc}	Gesamtnennhöhe eines BolzendüBELS nach EN ISO 13918
k	Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung nichtlinear verteilter Eigenspannungen

k_c	Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung innerhalb des Profils unmittelbar vor der Erstrissbildung
k_{cc}	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Auswirkung von Relaxation und Langzeit-Belastung des Betons
k_E	Beiwert nach EN 1992-1-1:2023, 5.1.6(1)
k_{el}	kleinster Beiwert, der für den Anteil des Bemessungsmoments auf dem Verbundprofil zum Erreichen einer elastischen Spannungsgrenze verwendet wird
k_{is}	Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung infolge Verringerung der Normalkraft einer Betonplatte aufgrund von Erstrissbildung und lokalem Schlupf der Verdübelung
k_ℓ	Abminderungsfaktor für die Tragfähigkeit von Kopfbolzen in parallel zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen
k_s	Rotationssteifigkeit
k_{sc}	Steifigkeit eines Schubverbinder
k_t	Abminderungsfaktor für die Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei quer zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen
k_{tc}	Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung hoher Langzeit-Belastungen auf die Betondruckfestigkeit, siehe EN 1992-1-1:2023, 5.1.6(1)
$k_{t,max}$	größter Wert von k_t
k_{up}	Beiwert zur Berücksichtigung, ob ein Träger während der Bauausführung abgestützt wird oder nicht
$k_{wc,c}$	Beiwert für die Auswirkung von Längsdruckspannung auf die Quertragfähigkeit eines Stützensteges
k_1	Biegesteifigkeit der gerissenen Betonplatte bzw. Verbunddecke
k_2	Biegesteifigkeit des Steges
k_Φ	Beiwert zur Berücksichtigung des Abstands zwischen Bolzen und Profilblechende zur Bestimmung des Bemessungswertes der Endverankerungstragfähigkeit
m_{Ed}	Bemessungswert des Querbiegemoments je Längeneinheit
n	Elastizitätsmodulverhältnis
n_f	Anzahl der Dübel bei vollständiger Verdübelung
n_L	von der Belastungsart abhängiges Elastizitätsmodulverhältnis
n_r	Anzahl der Schubverbinder je Rippe
n_{sc}	Anzahl der Schubverbinder
n_0	Elastizitätsmodulverhältnis für Kurzzeit-Belastung
p_{Ed}	Bemessungswert der Linienlast
q_{Ed}	Bemessungswert der verteilten Last
r	Randmomentenverhältnis
s_f	Längsabstand von Querbewehrung
s_x	Achsabstand der Schubverbinder in Längsrichtung

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

s_y	Achsabstand der Schubverbinder in Querrichtung
t	Alter, Wanddicke eines Hohlprofils
t_e	Kopfplattendicke
$t_{eff,c}$	wirksame Länge des Betons
t_f	Gurtdicke bei Baustahlprofilen
t_p	Dicke des Profilbleches
t_{ref}	Bezugszeit, siehe EN 1992-1-1:2023, 5.1.6(1)
t_w	Stegdicke bei Baustahlprofilen
t_0	Alter bei Belastungsbeginn
v	Verankerungslänge
$v_{L,Ed}$	Bemessungswert der Längsschubkraft je Längeneinheit
$v_{L,Ed,max}$	größter Bemessungswert der Längsschubkraft je Längeneinheit
$v_{L,Rd}$	Längsschubtragfähigkeit je Längeneinheit an der Verbundfuge in einem Verbundbauteil
$w_{lim,cal}$	Grenzwert für die rechnerische Rissbreite
w_s	Breite einer oberen hinterschnittenen Steife an der Oberseite eines Profilbleches mit offenem Rinnenprofil
w_o	geometrische Imperfektion
$y-y$	Querschnittsachse parallel zur Gurtachse
z	Kragarm
$z-z$	Querschnittsachse rechtwinklig zur Gurtachse
z_c	Höhe des druckbeanspruchten Betons
z_{cl}	Achsabstand zwischen Betonplatte und Stahlprofil
Z_p	Abstand zwischen der Druckkraft im Beton und der Zugkraft im Stahlblech
z_{pl}	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der Randfaser der druckbeanspruchten Betonplatte
z_s	Abstand zwischen der Druckkraft in der Decke und der Zugkraft in der Rippenbewehrung
z_0	vertikaler Abstand

3.2.3 Griechische Großbuchstaben

$\Delta\sigma_s$	Vergrößerung der Betonstahlspannung infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
------------------	---

3.2.4 Griechische Kleinbuchstaben

α	Verhältnis zwischen dem charakteristischen Wert der Tragfähigkeit eines Schubverbinder aus dem Abscherversuch und dem für die Bemessung verwendeten charakteristischen Wert der Tragfähigkeit
α_{cr}	kleinster Kraftverstärkungsfaktor zum Erreichen der idealen Beullast
α_M	Beiwert in Bezug auf die Biegebeanspruchung einer Verbundstütze
$\alpha_{M_y}, \alpha_{M_z}$	Beiwerter in Bezug auf die Biegebeanspruchung einer Verbundstütze um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse
α_s	Beiwert zur Berücksichtigung des Deckensystems zur Bestimmung der Biegsteifigkeit der Decke für den Nachweis des Biegendrillknickens
α_{st}	Verhältnis zwischen dem Produkt aus Fläche und Flächenträgheitsmoment des Verbundquerschnitts sowie dem Produkt aus Fläche und Flächenträgheitsmoment des Stahlprofils
β	Abminderungsfaktor für die plastische Momententragfähigkeit
β_c	Beiwert zur Erhöhung des Bemessungswertes der Schubtragfähigkeit für Verbundstützen
β_d	Abminderungsfaktor
β_i	Parameter für die mittragende Breite des Betongurtes
β_L	Ausbreitungswinkel der konzentrierten Längskraft
β_M	äquivalenter Momentenbeiwert
β_S	Querschnittsparameter
γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft auch zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Maßabweichungen
γ_{M0}	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl zur Anwendung auf die Tragfähigkeit von Querschnitten, siehe EN 1993-1-1:2022, 8.1(1)
γ_{M1}	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl zur Anwendung auf die Tragfähigkeit von stabilitätsgefährdeten Bauteilen in Bauteilnachweisen, siehe EN 1993-1-1:2022, 8.1(1)
γ_P	Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannwirkung
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen
γ_S	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
γ_{Rd}	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten im Tragfähigkeitsmodell
γ_V	Teilsicherheitsbeiwert für den Bemessungswert der Schubtragfähigkeit eines Schubverbinder
γ_{VS}	Teilsicherheitsbeiwert für Längsschubbeanspruchung in Verbunddecken für Hochbauten
γ_0	Gesamt-Teilsicherheitsbeiwert
δ	Schlupf zwischen Beton und Stahl infolge Verformung der Verdübelung
δ_c	bezogener Stahlanteil

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

δ_a	Schlupfwert von 2,0 mm für Schlupf zwischen dem Beton für die Tragfähigkeitsklassifizierung der Schubverbinder
δ_{ek}	charakteristischer Wert des elastischen Schlupfes von Dübeln bei Erreichen der charakteristischen Tragfähigkeit
δ_{max}	vertikale Durchbiegung bei positiver Momentenbeanspruchung
δ_p	Durchbiegung eines Stahlbleches infolge Eigengewicht und Frischbetongewicht
$\delta_{p,max}$	Grenzwert für δ_p
δ_{sh}	Durchbiegung der Verbunddecke infolge Schwinden
δ_{uk}	charakteristischer Wert des Verformungsvermögens von Schubverbinder im Grenzzustand der Tragfähigkeit
ε	Baustoffparameter, der gegeben ist durch $\sqrt{235/f_y}$, wobei f_y in N/mm ² angegeben wird
ε_{sh}	Schwinddehnung des Betons
η	Verdübelungsgrad
η_a, η_{a0}	Beiwerte in Bezug auf die Umschnürungswirkung bei Beton
η_c, η_{c0}	Beiwerter in Bezug auf die Umschnürungswirkung bei Beton
η_{cc}	Beiwert zur Berücksichtigung der Differenz zwischen der ungestörten Druckfestigkeit eines Zylinders und der wirksamen Druckfestigkeit, die im tragenden Bauteil entwickelt werden kann
$\eta_{cc,up}$	oberer Wert des Beiwertes η_{cc}
η_{cL}	Beiwert in Bezug auf die Umschnürungswirkung bei Beton
η_j	Anpassungsfaktor für die Steifigkeit
$\eta_{lw,fc}$	Beiwert in Bezug auf f_{ck} in Leichtbeton
$\eta_{lw,fct}$	Beiwert für den Einfluss erhöhter Sprödigkeit des Leichtbetons auf die Längszugfestigkeit des Betons f_{ctm}
η_{min}	Mindest-Verdübelungsgrad entsprechend der Duktilitätskategorie der Schubverbinder
η_s	Ausnutzungsfaktor der Bewehrung
η_v	Beiwert für die Interaktion von Schub- und Biegebeanspruchung
η_0	Mindest-Verdübelungsgrad entsprechend der Geometrie des Verbundträgers
θ_f	Winkel
$\bar{\lambda}$	bezogener Schlankheitsgrad
$\bar{\lambda}_{LT}$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegendrillknicken
μ_d	Beiwert in Bezug auf die Bemessung für Druck- und einachsige Biegebeanspruchung
$\mu_{f,d}$	Bemessungswert der Reibungszahl
$\mu_{f,k}$	charakteristischer Wert der Reibungszahl
μ_{dy}, μ_{dz}	Beiwert μ_d bezogen auf die Biegeebene

ν	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Auswirkung von Längsdruckbeanspruchung auf die Schubtragfähigkeit
ν_a	Querkontraktionszahl (Poissonzahl) für Baustahl
ρ	Parameter in Bezug auf den verringerten Bemessungswert der Biegetragfähigkeit zur Berücksichtigung vertikaler Schubbeanspruchung
ρ_m	Beiwert
ρ_s	Bewehrungsgrad
ρ_{up}	Momentenverhältnis
$\sigma_{com,c,Ed}$	Längsdruckspannung im Kammerbeton infolge des Bemessungswertes der Normalkraft
σ_{ct}	Zugspannung in der Randfaser des Betons
$\sigma_{c,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit des Betons bei Teilflächenpressung
σ_s	Betonstahlspannung (Zug)
$\sigma_{s,0}$	Betonstahlspannung (Zug) ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
σ_x	Betonstahlspannung (Zug) in Richtung x
σ_y	Betonstahlspannung (Zug) in Richtung y
τ_{Ed}	Längsschubspannung am Anschluss einer Gurtseite nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.5
τ_{Rd}	Bemessungswert der Schubfestigkeit
$\tau_{u,Rd}$	Bemessungswert der Längsschubfestigkeit einer Verbunddecke
$\tau_{u,Rk}$	charakteristischer Wert der Längsschubfestigkeit einer Verbunddecke
ϕ	Stabdurchmesser von Betonstahl
ϕ^*	größter Stabdurchmesser von Betonstahl
φ_t	Kriechzahl
$\varphi(t, t_0)$	Kriechzahl, welche die Kriechverformung zwischen den Zeitpunkten t und t_0 definiert und auf die elastische Verformung im Alter von 28 Tagen bezogen ist
χ	Abminderungsfaktor für Biegeknicken
χ_{LT}	Abminderungsfaktor für Biegendrillknicken
ψ	Beiwert
ψ_L	Kriechbeiwert

3.3 In Anhang A verwendete zusätzliche Symbole

3.3.1 Lateinische Großbuchstaben

$A_{s,r}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung in der Lage r
K_{sc}	Steifigkeit einer Gruppe von Schubverbindern

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

K_β	Beiwert
$M_{Ed,j}$	Bemessungswert der Momententrägfähigkeit bei auf einen Anschluss j einwirkendem Biegemoment

3.3.2 Lateinische Kleinbuchstaben

d_{sb}	Abstand zwischen den zugbeanspruchten Längsbewehrungsstäben und dem Schwerpunkt des Stahlprofils eines Trägers
d_{wc}	gerade Höhe des Stützensteges
h_{st}	Abstand zwischen den zugbeanspruchten Längsbewehrungsstäben und dem Mittelpunkt der Druckbeanspruchung
$k_{c,wc}$	Steifigkeitskoeffizient für einen unausgesteiften Steg und ein Kontaktstück
$k_{c,wc,c}$	zusätzlicher Steifigkeitskoeffizient für einen Stützensteg in Kammerbeton
k_i	Steifigkeitskoeffizient
k_{slip}	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Verformung der Verdübelung
$k_{s,r}$	Steifigkeitskoeffizient für eine zugbeanspruchte Bewehrungslage
k_{wp}	Steifigkeitskoeffizient für einen Stahlstützensteg nach FprEN 1993-1-8:2023, A.2.2(1)
$k_{wp,c}$	zusätzlicher Steifigkeitskoeffizient für einen Stahlstützensteg in Kammerbeton
n_{Ls}	Anzahl der über die Länge L angeordneten Schubverbinder
t_{wc}	Dicke des Stützensteges
v	Beiwert

3.3.3 Griechische Kleinbuchstaben

β	Übertragungsparameter
ξ	Parameter in Bezug auf Verformung der Verdübelung

3.4 In Anhang B verwendete zusätzliche Symbole

3.4.1 Lateinische Großbuchstaben

L_o	Überstand einer Verbunddecke über die Auflagerlinie
L_s	Schublänge
$M_{pa,m}$	plastische Momententrägfähigkeit von Profilblech auf der Grundlage von Messwerten
$M_{pr,m}$	verringertes plastisches Moment
$N_{c,fm}$	Normaldruckkraft im Betongurt bei Moment $M_{pl,Rm}$
$N_{c,m}$	Normaldruckkraft im Betongurt bei teilweiser Verdübelung

P	Last
P_e	erwartete Versagenslast
V_t	Auflagerkraft bei der größten Versuchslast
W_t	gemessene Versagenslast

3.4.2 Lateinische Kleinbuchstaben

$f_{cm,t}$	tatsächlicher Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Probekörper
f_{ut}	tatsächliche Zugfestigkeit des Bolzenwerkstoff im Probekörper
f_{yp}	Nennwert der Streckgrenze von Profilblechen
$f_{ypm,t}$	Mittelwert der gemessenen Streckgrenze von Profilblechen
s_e	experimenteller Wert des Schlupfes bei einer Last von $0,7 P_{Rk}$
$z_{pl,m}$	Lage der plastischen Nulllinie

3.4.3 Griechische Kleinbuchstaben

δ_u	größter Schlupf bei Messung in Versuchen unterhalb des charakteristischen Lastniveaus
η_{test}	Verdübelungsgrad im Versuch
μ_m	Mittelwert der Reibungszahl
τ_u	Wert der Längsschubfestigkeit einer Verbunddecke bei Bestimmung in Versuchen

3.5 In Anhang D und Anhang E verwendete zusätzliche Symbole

3.5.1 Lateinische Großbuchstaben

$A_{a,bT}$	Querschnittsfläche des unteren T-Stücks
$A_{a,tT}$	Querschnittsfläche des oberen T-Stücks
$A_{v,bT}$	Schubfläche des unteren T-Stücks
$A_{v,tT}$	Schubfläche des T-Stücks
$F_{tr,Rd}$	Tragfähigkeit der Querbewehrung unter lokalen Lasten
I_{bT}	Flächenträgheitsmoment des unteren T-Stücks
$I_{1,gross}$	Flächenträgheitsmoment des Verbundprofils mit Vollprofilsteg
$I_{1,net}$	Flächenträgheitsmoment des Verbundprofils am Mittelpunkt der Öffnung
I_{tT1}	Flächenträgheitsmoment des oberen T-Stücks eines ideellen Verbundprofils
$M_{A,Ed}$	Bemessungswert der Momententrägfähigkeit in einer lokal ausgesteiften Deckenplatte am gering momentenbeanspruchten Öffnungsrand

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

$M_{A,Rd}$	Biegemomententrägfähigkeit in einer lokal ausgesteiften Deckenplatte am gering momentenbeanspruchten Öffnungsrand
$M_{B,Ed}$	Bemessungswert der Momententrägfähigkeit in einer lokal ausgesteiften Deckenplatte am stark momentenbeanspruchten Öffnungsrand
$M_{B,Rd}$	Biegemomententrägfähigkeit in einer lokal ausgesteiften Deckenplatte am stark momentenbeanspruchten Öffnungsrand
$M_{c,Rd}$	Biegeträgfähigkeit der Deckenplatte bei <i>Vierendeel</i> -Biegung
$M_{elN,bT}$	Moment, das für Fließen im unteren Stahl-T-Stück am gering momentenbeanspruchten Öffnungsrand unter Berücksichtigung der Normalkraft erforderlich ist
$M_{elN,tT}$	Moment, das für Fließen im oberen Stahl-T-Stück am stark momentenbeanspruchten Öffnungsrand unter Berücksichtigung der Normalkraft erforderlich ist
$M_{NV,bT,Rd}$	verringerte Biegeträgfähigkeit des unteren T-Stücks infolge Normalkraft bei Verwendung der wirksamen Streckgrenze oder Dicke des Steges für die Auswirkungen von Schubbeanspruchung
$M_{NV,tT,Rd}$	verringerte Biegeträgfähigkeit des oberen T-Stücks infolge Normalkraft bei Verwendung der wirksamen Streckgrenze oder Dicke des Steges für die Auswirkungen von Schubbeanspruchung
$M_{o,Ed}$	Bemessungswert des Biegemoments an der Mittellinie einer Öffnung
$M_{vc,Rd}$	lokale <i>Vierendeel</i> -Biegeträgfähigkeit infolge Verbundwirkung
$M_{wp,Ed}$	Bemessungswert des Moments in der Ebene auf halber Höhe des Stegpfostens
$N_{bT,Ed}$	Bemessungswert der Zugkraft im unteren T-Stück
$N_{bT,Rd}$	Bemessungswert der Zugtragfähigkeit des unteren T-Stücks
$\Delta N_{cs,Ed}$	Erhöhung des Bemessungswertes der Druckkraft aus den Schubverbündern zwischen den Mittellinien benachbarter Öffnungen
$N_{oc,Ed}$	Bemessungswert der Druckkraft in der Deckenplatte aus dem am nächsten zum Öffnungsmittelpunkt liegenden Auflager
$N_{oc,Rd}$	Bemessungswert der Drucktragfähigkeit einer Betonplatte am Mittelpunkt einer Öffnung
$N_{sl,Rd}$	kumulierte Schubtragfähigkeit der Schubverbinder zwischen dem nächstgelegenen Auflager und der Mittellinie der Öffnung
$N_{tT,Ed}$	Bemessungswert der Druckkraft im oberen T-Stück
$N_{tT,Rd}$	Bemessungswert der Längstragfähigkeit des oberen T-Stücks
N_w,Ed	Druckkraft im Steg
$P_{comp,Ed}$	vertikale Druckkraft an der geringer momentenbeanspruchten Öffnungsseite bei lokal ausgesteifter Deckenplatte
$P_{s,Ed}$	Längsschubkraft auf einem Schubverbinder oberhalb der Öffnung zur Entwicklung der <i>Vierendeel</i> -Biegeträgfähigkeit infolge Verbundwirkung
$P_{ten,Ed}$	vertikale Zugkraft auf einer Gruppe von Schubverbündern an der stärker momentenbeanspruchten Öffnungsseite
$V_{av,Ed}$	Mittelwert der Schubkräfte im Mittelpunkt benachbarter Öffnungen
$V_{bT,Ed}$	Bemessungswert der auf das untere T-Stück einwirkenden Schubkraft
$V_{bT,Rd}$	plastische Schubtragfähigkeit des unteren T-Stücks

$V_{c,Rd}$	Schubtragfähigkeit der Betonplatte
$V_{iT,Ed}$	Bemessungswert der auf ein T-Stück einwirkenden Schubkraft, entspricht entweder $V_{bT,Ed}$ oder $V_{tT,Ed}$
$V_{iT,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Schubtragfähigkeit eines T-Stücks, entspricht entweder $V_{bT,Ed}$ oder $V_{tT,Ed}$
$V_{oa,Ed}$	Bemessungswert der auf das Stahlprofil an einer Öffnung einwirkenden Schubkraft
$V_{oc,Ed}$	Bemessungswert der auf die Betonplatte an einer Öffnung einwirkenden Schubkraft
$V_{oc,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit der Betonplatte an der Öffnung
$V_{o,Ed}$	Bemessungswert der auf den Träger am Öffnungsmittelpunkt einwirkenden Schubkraft
$V_{o,ser,Ed}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit an der Öffnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
V_{slab}	größtmögliche Schubkraft in einer ausgesteiften Deckenplatte am Öffnungsmittelpunkt
$V_{tT,Ed}$	Bemessungswert der auf das obere T-Stück einwirkenden Schubkraft
$V_{tT,Rd}$	plastische Schubtragfähigkeit des oberen T-Stücks
$V_{Vier,Rd}$	Schubtragfähigkeit bei <i>Vierendeel</i> -Biegung
$V_{wp,Ed}$	Bemessungswert der horizontalen Schubkraft im Stegpfosten

3.5.2 Lateinische Kleinbuchstaben

a_{eff}	wirksame Länge der Öffnung für Beul- und Durchbiegungsberechnungen
a_{eq}	äquivalente Länge der Öffnung für <i>Vierendeel</i> -Biegung
a_{eqA}	Abstand zwischen dem geringer momentenbeanspruchten Öffnungsrand und dem Punkt, an dem das lokale Moment in der Deckenplatte gleich 0 ist
a_{eqB}	Abstand zwischen dem stärker momentenbeanspruchten Öffnungsrand und dem Punkt, an dem das lokale Moment in der Deckenplatte gleich 0 ist
a_0	Öffnungslänge
$b_{eff,b}$	wirksame Breite der Deckenplatte infolge lokaler Biegebeanspruchung
$b_{eff,v}$	mittragende Breite der Deckenplatte infolge lokaler Schubbeanspruchung
$b_{hm,eff}$	mittragende Breite der Deckenplatte bei Bestimmung am stark momentenbeanspruchten Öffnungsrand
d_c	Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Druckzone einer Deckenplatte und der Oberseite des Stahlprofils
$d_{s,c,b}$	Abstand zwischen der unteren Bewehrung und der Oberseite der Deckenplatte
$d_{s,c,ten}$	Abstand zwischen der Querbewehrung in der Zugzone und dem oberen Rand der Deckenplatte
d_y	Breite der Lasteinleitung rechtwinklig zur Trägerachse
e_0	Exzentrizität der Mittellinie einer Öffnung oberhalb der Mittellinie eines Trägers

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

f_y, red	verringerte Streckgrenze des Baustahls unter Berücksichtigung von MV-Interaktion
n_{bo}	Anzahl der Öffnungen entlang des Trägers
h_{bT}	Höhe des unteren T-Stücks
$h_{\text{ts,lim}}$	Grenzwert der Plattenhöhe bei ausgesteiften Deckenplatten
h_{tT}	Höhe des oberen T-Stücks
h_o	Höhe der Öffnung
k_a	Anpassungsfaktor für Verbundtragfähigkeit langer Öffnungen bei <i>Vierendeel</i> -Biegung
n_t	Anzahl von in der Gruppe wirkenden Schubverbindern unter Zugbeanspruchung
$r_{\text{w1}}, r_{\text{w2}}$	Beiwerte
s_0	Achsabstand benachbarter Öffnungen
w_{add}	zusätzliche Durchbiegung in Feldmitte infolge der Öffnungen
w_b	Durchbiegung in Feldmitte des äquivalenten Verbundträgers mit Vollprofilsteg
w_p	Randabstand von Öffnungen
$w_{v,\text{add}}$	bezogene Durchbiegung infolge <i>Vierendeel</i> -Biegung
x_0	Lage des Öffnungsmittelpunkts bezogen auf das nächstgelegene Auflager
z_{bT}	Abstand zwischen dem Schwerpunkt des unteren T-Stücks und dem unteren Rand des Stahlprofils
z_{tT}	Abstand zwischen dem Schwerpunkt des oberen T-Stücks und dem oberen Rand des Stahlprofils

3.5.3 Griechische Kleinbuchstaben

ρ_{\min}	Mindestbewehrungsgrad
$\rho_{\text{st,lim}}$	Grenzwert des Bewehrungsgrades bei ausgesteiften Deckenplatten
ρ_t	Querbewehrungsgrad
ϕ_t	Durchmesser der Querbewehrung in der Zugzone der Deckenplatte

3.6 In Anhang F verwendete zusätzliche Symbole**3.6.1 Lateinische Großbuchstaben**

$F_{L,Ed}$	Bemessungswert der Längsschubkraft
$F_{V,Ed}$	Bemessungswert der vertikalen Schubkraft
N_{cyc}	Bezugswert der Lastwechselzahl
$N_{\text{cyc,f}}$	Lastwechselzahl im Kraftbereich
$P_{L,Rd}$	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit

$P_{V,Rd}$	Bemessungswert der vertikalen Schubtragfähigkeit
T_{Ed}	Bemessungswert der Spaltkraft

3.6.2 Lateinische Kleinbuchstaben

a_r	Abstand zwischen der Bolzenachse und der nächstgelegenen Betonoberfläche
$a_{r,0}$	Abstand zwischen der Bolzenachse und der Plattenoberfläche, an welcher kegelförmiger Betonausbruch auftreten würde
a_{rp}	effektiver Randabstand
$a_{rp,o}$	maßgebender effektiver Randabstand für kegelförmigen Betonausbruch
c_v	Nennwert der Betondeckung
k_V	Beiwert
m	Steigung der Ermüdungsfestigkeit
s	Abstand der Bügelbewehrung
s_v	Querabstand zwischen Bolzen
v	Abstand der Bügelbewehrung zur Unterseite des Schubverbinderkopfes

3.6.3 Griechische Großbuchstaben

$\Delta P_{L,c}$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit für den Bereich der Längsschubkräfte je Bolzen bei $N_{cyc} = 2 \times 10^6$
$\Delta P_{L,R}$	Ermüdungsfestigkeit auf Grundlage des Bereichs der Längsschubkräfte je Bolzen
$\Delta P_{V,c}$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit für den Bereich der vertikalen Schubkräfte je Bolzen bei $N_{cyc} = 2 \times 10^6$
$\Delta P_{V,R}$	Ermüdungsfestigkeit auf Grundlage des Bereichs der vertikalen Schubkräfte je Bolzen
ΔP_R	Ermüdungsfestigkeit auf Grundlage der Schubkraftdifferenz je Bolzen
ΔP_c	Bezugswert für die Ermüdungsfestigkeit bei 2 Millionen Lastwechseln

3.6.4 Griechische Kleinbuchstaben

β_r	Winkel
$\gamma_{Mf,s}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungsfestigkeit von Schubverbindern
γ_{Ff}	Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungseinwirkungen
η_r	Korrekturfaktor
ϕ_s	Durchmesser der Bügelbewehrung
ϕ_l	Durchmesser der Längsbewehrung

3.7 In Anhang G verwendete zusätzliche Symbole**3.7.1 Lateinische Großbuchstaben**

C_2	Beiwert
$M_{\text{pl},\text{sc}}$	plastisches Moment des DüBELS
W_{sc}	Flexionsmodul

3.7.2 Lateinische Kleinbuchstaben

$f_{\text{ctk},0,05}$	charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit nach EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.1
k_u	Korrekturfaktor
n_y	Anzahl plastischer Fließvorgänge im Bolzen

3.8 In Anhang H verwendete zusätzliche Symbole**3.8.1 Lateinische Großbuchstaben**

$A_{\text{c,N}}/A_{\text{c,N}}^0$	Verhältnis zur Berücksichtigung der geometrischen Auswirkung von Längsabständen und Randabständen auf die charakteristische Tragfähigkeit $N_{\text{c,Rk}}$
$N_{\text{c,Rd}}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit des Kopfbolzens bei kegelförmigem Betonausbruch
$N_{\text{c,Rk}}$	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit des Kopfbolzens bei kegelförmigem Betonausbruch
$N_{\text{c,Rk}}^0$	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzens in der Deckenplatte ohne Einfluss von benachbarten Bolzen oder Rändern
$N_{\text{p,Rd}}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit des Kopfbolzens bei Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch
$N_{\text{p,Rk}}$	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit des Kopfbolzens bei Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch
$N_{\text{s,Rd}}$	Bemessungswert der Zugtragfähigkeit des Stahlbolzens
$N_{\text{s,Rk}}$	charakteristischer Wert der Zugtragfähigkeit des Stahlbolzens

3.8.2 Lateinische Kleinbuchstaben

b_x	Abstand
c	Abstand des Kopfbolzens zum nächstgelegenen Rand
$c_{\text{cr,N}}$	charakteristischer Wert des Randabstands
h_{ef}	effektive Einbindetiefe des Bolzens
k_1	Beiwert zur Berücksichtigung des Lastübertragungsmechanismus
n_s	Anzahl der in gleichmäßigen Abständen angeordneten Kopfbolzen

$s_{rc,N}$	charakteristischer Wert des Bolzenabstands zur Sicherstellung der charakteristischen Tragfähigkeit des Bolzens bei kegelförmigem Betonausbruch unter Zuglast
t_n	Dicke des Bolzenkopfes

3.8.3 Griechische Kleinbuchstaben

γ_{Mc}	Teilsicherheitsbeiwert für kegelförmigen Betonausbruch
γ_{Mp}	Teilsicherheitsbeiwert für Versagen durch Herausziehen
γ_{Ms}	Teilsicherheitsbeiwert für die Zugtragfähigkeit des Bolzenstahls
$\psi_{ec,N}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei Einwirkung unterschiedlicher Zuglasten auf die einzelnen Verbindungsmittel einer Gruppe bei kegelförmigem Betonausbruch
$\psi_{M,N}$	Beiwert
ψ_p	Erhöhungsfaktor für die charakteristische Tragfähigkeit des Kopfbolzens bei Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch
$\psi_{re,N}$	Schalenabplatzbeiwert
$\psi_{s,N}$	Beiwert zur Berücksichtigung einer Störung der Spannungsverteilung im Beton infolge der Randnähe einer Deckenplatte

3.9 In Anhang I verwendete zusätzliche Symbole

η_m	Momentenverhältnis
$m_{ybt,Ed}$	Bemessungswert des Querbiegemoments je Längeneinheit des Bleches zur Abstützung der Deckenplatte
$m_{ybt,Rd}$	Bemessungswert der Momententragsfähigkeit unter Querbiegung je Längeneinheit des Bleches zur Abstützung der Deckenplatte

3.10 In Anhang J verwendete zusätzliche Symbole

3.10.1 Lateinische Großbuchstaben

A_s	Zugspannungszone der Schraube
D_{upper}	höchstzulässiger Wert der oberen Siebgröße D im grössten Anteil der Zuschlagstoffe im Beton nach EN 206
F_{prC}	Vorspannkraft in der Schraube
L_{bc}	Nenn-Auflagerlänge
L_f	Verfüllungslänge
$P_{b,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit auf der Grundlage von Schraubenversagen
$P_{c,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit auf der Grundlage von Betonversagen

3.10.2 Lateinische Kleinbuchstaben

a_b	Breite der Fase
a_h	Höhe der Fase
b_e	Breite der Hohlplatte
b_g	Spalt zwischen den Deckenplatten
d	Durchmesser der als Verbindungsmittel einzusetzen Schraube
f_{ub}	Zugfestigkeit der Schraube
h_j	Plattenhöhe, bei der die Druckübertragung nicht möglich ist
h_{pc}	Dicke der vorgefertigten Deckenplatte
h_{sc}	Gesamtnennhöhe der Schubverbinder mit nicht vorgespannten Schrauben über dem Gurt
h_{core}	Durchmesser von Öffnungen in Hohlplatten
k	Beiwert

3.10.3 Griechische Kleinbuchstaben

α_b, α_c	Beiwerthe
β_h	Beiwert
ε_h	Beiwert
ϕ	Durchmesser der Querbewehrung

4 Grundlagen der Tragwerksplanung**4.1 Allgemeine Regeln****4.1.1 Anforderungen**

(1) Die Bemessung von Verbundtragwerken muss entsprechend den allgemeinen Regeln nach EN 1990 sowie den in diesem Dokument angegebenen spezifischen Bestimmungen für Stahl-Beton-Verbundtragwerke erfolgen.

(2) Die grundlegenden Anforderungen nach EN 1990 gelten für Verbundtragwerke als erfüllt, wenn Folgendes gemeinsam angewendet wird:

- Bemessung nach Grenzzuständen in Zusammenhang mit dem Verfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten nach EN 1990;
- Einwirkungen nach EN 1991 (alle Teile);
- Kombination von Einwirkungen nach EN 1990; und
- Tragfähigkeiten, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit nach diesem Dokument.

4.1.2 Robustheit

(1) Die Bestimmungen bezüglich Robustheit nach EN 1990, EN 1993-1-1 und EN 1992-1-1 sollten befolgt werden.

(2) Die allgemeine Anordnung des Tragwerks sowie die Interaktion und Verbindungen seiner verschiedenen Teile sollten angemessene Robustheit während der Bauausführung und Nutzung bieten.

4.1.3 Zuverlässigkeit

(1) Die Bestimmungen bezüglich Zuverlässigkeit nach EN 1990, EN 1993-1-1 und EN 1992-1-1 müssen befolgt werden.

4.2 Grundsätze der Bemessung nach Grenzzuständen

(1) Der Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen für alle Aspekte des Verbundtragwerks berücksichtigt werden.

(2) Alle maßgebenden Bemessungssituationen müssen berücksichtigt werden, einschließlich der maßgebenden Stufen in der Bauausführungsphase.

ANMERKUNG Für die Wahl der Bemessungssituationen siehe EN 1990.

4.3 Basisvariablen

4.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

(1) Die charakteristischen Werte von Einwirkungen für die Bemessung von Verbundtragwerken, einschließlich regionaler, klimatischer und außergewöhnlicher Situationen, müssen den maßgebenden Teilen von EN 1991 entnommen werden.

(2) Die während der Bauausführungsphase zu berücksichtigenden Einwirkungen dürfen EN 1991-1-6 entnommen werden.

(3) Bei Nachweisen für Stahlbleche als Schalungen müssen die Auswirkungen von Mehrgewicht des Betons berücksichtigt werden.

4.3.2 Baustoff- und Produkteigenschaften

(1) Einwirkungen, die aus dem zeitabhängigen Verhalten des Betons resultieren, sollten nach EN 1992-1-1 ermittelt werden, sofern nicht anders in EN 1994-1-1 festgelegt.

4.3.3 Klassifizierung von Einwirkungen

(1) Die auftretenden Auswirkungen in statisch bestimmten Tragwerken sowie in statisch unbestimmten Tragwerken bei Vernachlässigung der Verformungskompatibilität müssen als Primärauswirkungen eingestuft werden.

ANMERKUNG Die Auswirkungen von Schwinden und Kriechen des Betons und von ungleichmäßigen Temperaturänderungen verursachen Schnittkräfte in Querschnitten sowie Krümmungen und Längsdehnungen in Bauteilen.

(2) In statisch unbestimmten Tragwerken stehen die Primärauswirkungen von Schwinden, Kriechen und Temperatur in Zusammenhang mit zusätzlichen Auswirkungen von Einwirkungen, so dass die Gesamtauswirkungen kompatibel sind. Diese zusätzlichen Auswirkungen müssen als Sekundärauswirkungen eingestuft und als indirekte Einwirkungen betrachtet werden.

4.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten**4.4.1 Bemessungswerte****4.4.1.1 Bemessungswerte für Einwirkungen**

(1) Für die Bemessung von Verbundtragwerken müssen die Einwirkungskombination und Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen EN 1990:2023, Anhang A, entnommen werden.

(2) Bei Vorspannung mittels kontrollierter behinderter Verformungen, z. B. durch Absenken an Auflagern, sollte der Teilsicherheitsbeiwert γ_p für Grenzzustände der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung günstiger und ungünstiger Auswirkungen festgelegt werden.

ANMERKUNG Der Wert für γ_p beträgt 1,0 für günstige Auswirkungen und 1,1 für ungünstige Auswirkungen, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

4.4.1.2 Bemessungswerte für Baustoff- oder Produkteigenschaften

(1) Sofern kein oberer Schätzwert der Festigkeit erforderlich ist, müssen Teilsicherheitsbeiwerte auf untere charakteristische Werte oder Nennwerte der Festigkeit angewendet werden.

(2) Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} muss unter Bezugnahme auf EN 1992-1-1:2023, 5.1.3 und 5.1.6(1), für Normalbeton sowie auf EN 1992-1-1:2023, Anhang M, Tabelle M.1 und Tabelle M.2, für Leichtbeton ermittelt werden.

ANMERKUNG 1 Für Beton unter mehrachsiger Druckbeanspruchung siehe EN 1992-1-1:2023, 8.1.4.

ANMERKUNG 2 Weitere Einzelheiten zur Druckfestigkeit f_{cd} sind in 5.1 angegeben.

ANMERKUNG 3 Der Wert für γ_c entspricht dem in EN 1992-1-1 verwendeten Wert.

(3) Bei Betonstahl entspricht der Bemessungswert der Streckgrenze f_{sd} dem Wert f_{yd} nach EN 1992-1-1:2023, 5.2.4(1). Weitere Einzelheiten zu Betonstahl sind in 5.2 angegeben.

ANMERKUNG Der Wert für γ_s entspricht dem in EN 1992-1-1 verwendeten Wert.

(4) Für Baustahl, Verbindungsmittel nach EN 1993-1-8 und Profilbleche müssen die Teilsicherheitsbeiwerte γ_m angewendet werden. Sofern nicht anders festgelegt, muss für Baustahl der Teilsicherheitsbeiwert γ_{m0} berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 1 Die Werte für γ_m entsprechen den in EN 1993-1-1 verwendeten Werten für Baustahl.

ANMERKUNG 2 Die Werte für γ_m entsprechen den in EN 1993-1-8 verwendeten Werten für Verbindungsmittel.

ANMERKUNG 3 Die Werte für γ_m entsprechen den in EN 1993-1-3 verwendeten Werten für Profilbleche. Der empfohlene Wert für zugbeanspruchte Profilbleche beträgt 1,0, sofern im Nationalen Anhang keine abweichenden Werte festgelegt sind.

(5) Für Verdübelungen muss ein Teilsicherheitsbeiwert γ_v angewendet werden.

ANMERKUNG Der Wert für γ_v beträgt 1,25, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

(6) Für die Längsschubbeanspruchung in Verbunddecken für Hochbauten muss ein Teilsicherheitsbeiwert γ_{vs} angewendet werden.

ANMERKUNG Der Wert für γ_{vs} beträgt 1,25, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

4.4.1.3 Bemessungswerte für geometrische Daten

(1) Geometrische Daten für Querschnitte und Systeme dürfen den maßgebenden EN- und EN-ISO-Produktnormen, EAD oder ETA oder Ausführungszeichnungen entnommen und als Nennwerte behandelt werden. Es wird auf EN 1993-1-1:2022, 4.2.2, und EN 1992-1-1:2023, 4.2.2, verwiesen.

4.4.2 Bemessungswerte der Tragfähigkeit

(1) Für Verbundtragwerke müssen die Bemessungswerte der Tragfähigkeit nach EN 1990:2023, Gleichung (8.20), Gleichung (8.21) oder Gleichung (8.23) bestimmt werden.

4.4.3 Kombination von Einwirkungen

(1) Die Kombination von Einwirkungen nach EN 1990:2023, Abschnitt 8 und Anhang A, muss verwendet werden.

4.4.4 Nachweise der Lagesicherheit

(1) Das Zuverlässigkeitssformat für den Nachweis der Lagesicherheit für Hochbauten nach EN 1990:2023, Tabelle A1.8, muss für Bemessungssituationen angewendet werden, die mit dem Grenzzustand der Lagesicherheit vergleichbar sind, z. B. bei der Bemessung von Verankerungen oder beim Nachweis bezüglich Abheben von Lagern bei Durchlaufträgern.

5 Baustoffe

5.1 Beton

(1) Sofern in EN 1994-1-1 nicht anders angegeben, sollten Eigenschaften unter Bezugnahme auf EN 1992-1-1:2023, 5.1.3 und 5.1.6, für Normalbeton sowie auf EN 1992-1-1:2023, Anhang M, für Leichtbeton ermittelt werden.

(2) Sofern nicht Absatz (3) zutrifft, sollte der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} EN 1992-1-1:2023, 5.1.6 oder Anhang M, entnommen werden.

(3) Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} sollte EN 1992-1-1:2023, 5.1.6, Gleichung (5.3), entnommen werden, wobei der Wert von η_{cc} nach EN 1992-1-1:2023, Gleichung (5.4) oder Gleichung (M.4), nicht größer sein sollte als 0,85 für

- die Biegetragfähigkeit bei Bestimmung mittels plastizitätstheoretischer Verfahren nach 8.2.1.2, 8.2.1.3 oder 8.3.2(2); oder
- die Biegetragfähigkeit bei Bestimmung mittels nichtlinearer Verfahren nach 8.2.1.5, wobei der Betongurt über seine gesamte Dicke Druckbeanspruchung ausgesetzt ist; oder
- die Tragfähigkeit des Stützenquerschnitts bei Bestimmung mittels plastizitätstheoretischer Verfahren nach 8.8.3.2.

Unabhängig davon darf bei der Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit eines ausbetonierten Profils mittels plastizitätstheoretischer Verfahren nach 8.8.3.2 der Grenzwert von 0,85 für η_{cc} auf 1,0 erhöht werden.

ANMERKUNG Der vorgeschlagene Wert für k_{tc} nach EN 1992-1-1 ist 1,0 für die Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen, sofern im Nationalen Anhang zu dieser Norm keine abweichenden Werte angegeben sind. Für die Betondruckfestigkeit auf der Grundlage von $t_{ref} > 28$ Tage wird auf EN 1992-1-1:2023, 5.1.6(1), verwiesen.

(4) Die Bemessung von Verbundtragwerken mit Betonfestigkeitsklassen geringer als C20/25 bzw. LC20/22 und höher als C70/85 bzw. LC60/66 wird nicht durch diesen Teil von EN 1994 abgedeckt.

(5) Schwinden des Betons sollte unter Berücksichtigung der Umgebungsfeuchte, der Bauteilmaße und der Zusammensetzung des Betons bestimmt werden.

(6) Wird die Verbundwirkung in Hochbauten berücksichtigt, dürfen die Auswirkungen von autogenem Schwinden bei der Bestimmung von Spannungen und Durchbiegungen vernachlässigt werden.

(7) Bei Hochbauten sollten die Werte der Schwinddehnung den Angaben nach EN 1992-1-1 oder Anhang C entsprechen.

ANMERKUNG Die Festlegung von Werten kann im Nationalen Anhang angegeben sein.

(8) Der Sekantenmodul (Elastizitätsmodul) des Betons E_{cm} für Kurzzeit-Belastung sollte unter Bezugnahme auf EN 1992-1-1:2023, 5.1.4, für Normalbeton sowie auf EN 1992-1-1:2023, Anhang M, für Leichtbeton ermittelt werden.

(9) Der Einsatz von Faserbeton nach EN 1992-1-1:2023, Anhang L, erfordert erweiterte Bemessungsverfahren auf Grundlage der Spannungs-Dehnungs-Kurve des Faserbetons sowie Rechtfertigung der Schubverbindetragfähigkeit durch Versuche nach Anhang B.

5.2 Betonstahl

(1) Eigenschaften sollten unter Bezugnahme auf EN 1992-1-1:2023, 5.2, ermittelt werden, siehe auch 4.4.1.2(3). Jeglicher Betonstahl in Verbundtragwerken, bei dem die plastische Tragfähigkeit berücksichtigt wird, sollte die Anforderungen der Duktilitätsklasse B oder Duktilitätsklasse C nach EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.5, erfüllen.

(2) Für Verbundtragwerke darf der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls E_s gleich dem Wert für Baustahl nach EN 1993-1-1:2022, 5.2.5, angesetzt werden.

(3) Die Regeln nach diesem Teil von EN 1994 gelten nicht für Betonstahlsorten höher als B500 für die folgenden Fälle:

- Gesamttragwerksberechnung nach Plastizitätstheorie für Durchlaufverbundträger;
- plastische Tragfähigkeit von teilweise einbetonierten Verbundstützenprofilen;
- plastische Tragfähigkeit von Verbunddecken; und
- plastische Tragfähigkeit von Verbundstützen nach 8.8.3.

5.3 Baustahl

(1) Eigenschaften sollten unter Bezugnahme auf EN 1993-1-1:2022, 5.1 und 5.2, ermittelt werden, siehe auch 4.4.1.2(4).

(2) Die Anwendungsregeln für die plastische Tragfähigkeit nach diesem Teil von EN 1994 gelten für Baustahl mit einer Nenn-Streckgrenze nicht größer als 460 N/mm².

5.4 Verbindungs- und Verbundmittel

5.4.1 Verbindungsmittel

(1) Für Anforderungen an Verbindungsmittel (Schrauben, Niete oder Bolzen) und Schweißzusätze sollte auf EN 1993-1-8 verwiesen werden.

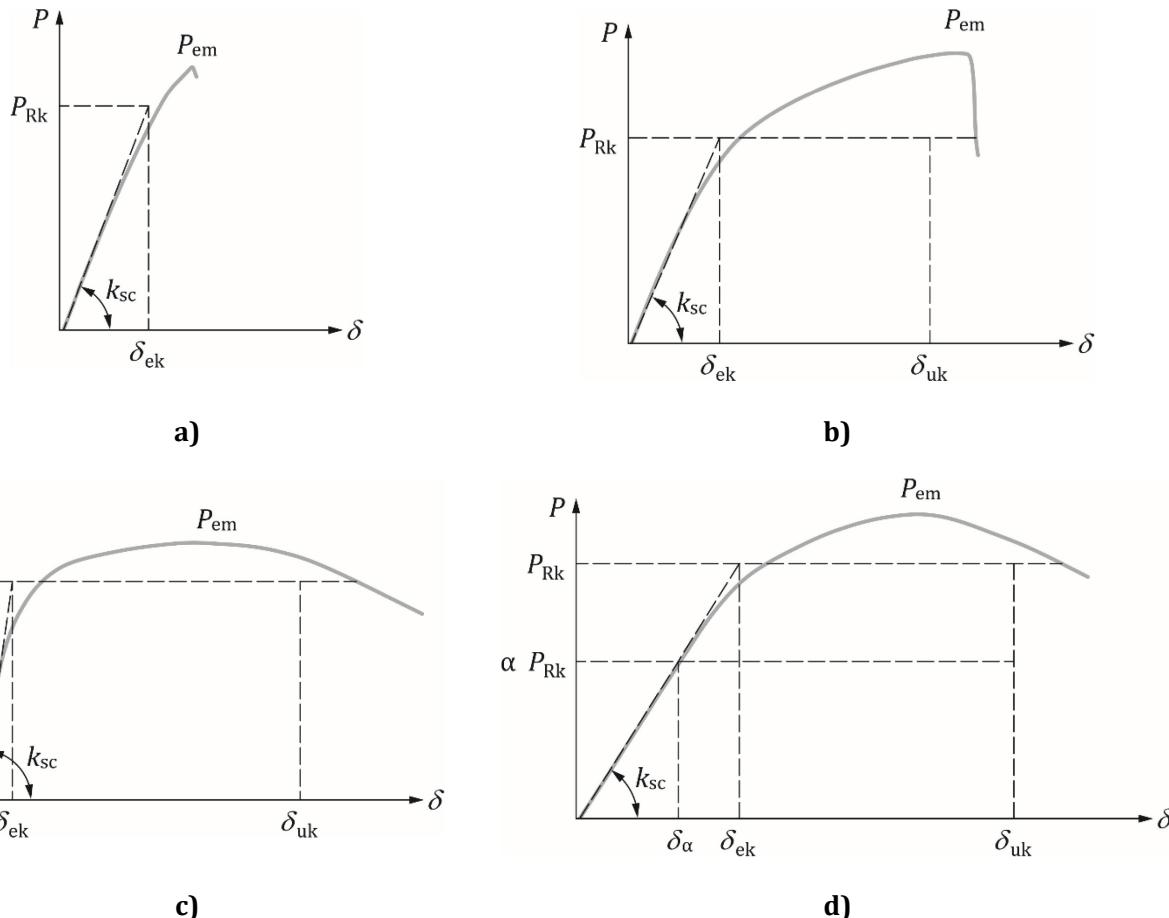
5.4.2 Schubverbinder

5.4.2.1 Duktilität

(1) Schubverbinder, die bei der Bemessung nach diesem Eurocode verwendet werden, sollten entsprechend den Anforderungen nach Tabelle 5.1 klassifiziert werden. Die jeweilige Last-Schlupf-Beziehung $P-\delta$ für die Duktilitätskategorien ist gemeinsam mit der Definition von δ_{ek} und δ_{uk} in Bild 5.1 angegeben. Für die Beurteilung von δ_{uk} , δ_{ek} , P_{Rk} und P_{em} siehe Anhang B.

Tabelle 5.1 — Duktilitätskategorien für Schubverbinder

Duktilitäts-kategorie	Charakteristischer elastischer Schlupf bei Erreichen der charakteristischen Tragfähigkeit δ_{ek}	Charakteristisches Verformungs-vermögen im ULS δ_{uk}	Definition
D1	-	-	Spröder oder nachgiebiger Schubverbinder mit linearer oder multilinear Last-Schlupf-Kurve, der nicht den Anforderungen der Duktilitätskategorien D2 oder D3 entspricht [siehe Bild 5.1 (a) und Bild 5.1 (b)]
D2	$\delta_{ek} \leq 2,5 \text{ mm}$	$6,0 \text{ mm} \leq \delta_{uk} < 10 \text{ mm}$	Duktiler Schubverbinder nach (2), (3) oder (5) mit ausreichender Verformungskapazität nach (4) zur Rechtfertigung der Annahme ideal-plastischen Verhaltens der Verdübelung im Tragwerk, wobei die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} die Last-Schlupf-Kurve bei δ_{ek} und δ_{uk} schneidet [siehe Bild 5.1 (c), (d)]
		$\delta_{uk} \geq 10 \text{ mm}$	

**Legende**

- D1 Duktilitätskategorie D1 (Sprödbruchverhalten)
- D1 Duktilitätskategorie D1 (flexibles Verhalten mit multilinearer Kurve)
- D2 oder D3 Duktilitätskategorie D2 und D3 (duktiles Verhalten)
- D2 oder D3 Duktilitätskategorie D2 und D3, wobei der Bemessungswert der Längsschubspannung durch das Verhältnis α nach Abschnitt (5) zu modifizieren ist.

Bild 5.1 — Beziehung P - δ für Duktilitätskategorien

(2) Kopfbolzen in Vollbetonplatten dürfen der Duktilitätskategorie D2 zugeordnet werden, wenn die Regeln für Kopfbolzen und Verdübelung nach 8.6.8.1 gelten und die Betonfestigkeitsklasse nicht höher ist als C60/75.

ANMERKUNG Für andere Arten von Schubverbünden kann die Einstufung in die Duktilitätskategorie nach Tabelle 5.1 mittels Abscherversuchen nach Anhang B nachgewiesen werden oder einer Europäischen Technischen Spezifikation (TS) oder einer transparenten und vergleichbaren Bewertung entsprechend allen Anforderungen eines Europäischen Bewertungsdokuments (EAD) entnommen werden.

(3) Kopfbolzen in Profilblechen dürfen mindestens der Duktilitätskategorie D2 zugeordnet werden, wenn der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit nach 8.6.9.1(1) oder 8.6.9.2(1) berechnet wird.

ANMERKUNG Für Schubverbinder der Duktilitätskategorie D3 kann die Einstufung mittels Abscherversuchen nach Anhang B ermittelt werden oder einer Europäischen Technischen Spezifikation (TS) oder einer transparenten und vergleichbaren Bewertung entsprechend allen Anforderungen eines Europäischen Bewertungsdokuments (EAD) entnommen werden.

(4) Die Annahme ideal-plastischen Verhaltens ist für die Einstufung von Schubverbindern in Duktilitätskategorie D2 oder D3 nachzuweisen. Dies darf als erfüllt angesehen werden, wenn die Annahme eines waagerechten Plateaus der Last-Schlupf-Kurve zwischen δ_{ek} und δ_{uk} nachgewiesen werden kann.

ANMERKUNG Ein waagerechtes Plateau der Last-Schlupf-Kurve zwischen δ_{ek} und δ_{uk} kann angenommen werden, wenn das Verhältnis P_{em}/P_{Rk} einen Wert von 1,3 nicht überschreitet.

(5) Schubverbinder, welche die Anforderungen bezüglich δ_{ek} für Kategorie D2 oder D3 erfüllen und den Mindestwert des Bruchverformungsvermögens δ_{uk} nach Tabelle 5.1 überschreiten, aber die Annahme eines waagerechten Plateaus der Last-Schlupf-Kurve zwischen δ_{ek} und δ_{uk} nach (4) nicht erfüllen, dürfen Kategorie D2 bzw. D3 zugeordnet werden, sofern der Bemessungswert der Längsschubspannung bei Schubversagen für jede potenzielle Oberfläche mit Längsschubversagen nach 8.6.11.2 um das Verhältnis $P_{Rk}/(\alpha \cdot P_{Rk})$ erhöht wird, [siehe Bild 5.1 (d)]. Andernfalls sind diese Schubverbinder der Kategorie D1 zuzuordnen, Tabelle 5.1.

ANMERKUNG 1 Die Werte für α dürfen einer Europäischen Technischen Spezifikation (TS) oder einer transparenten und vergleichbaren Bewertung entsprechend allen Anforderungen eines Europäischen Bewertungsdokuments (EAD) entnommen werden oder die Werte für P_{em} und P_{Rk} können mittels Abscherversuchen nach B.1 bestimmt werden.

ANMERKUNG 2 Zum Zweck der Klassifizierung darf die Tragfähigkeit des Schubverbinder αP_{Rk} bei einem Schlupf von δ_α angesetzt werden. Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit wird dann angesetzt als $P_{Rd} = \alpha P_{Rk}/\gamma_v$, wobei $0 < \alpha \leq 1,0$, [siehe Bild 5.1 (d)]. Der Wert von δ_α ist kleiner als 2,0 mm, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert für die Verwendung in den jeweiligen Ländern angegeben ist.

(6) Die Nachgiebigkeit des Schubverbinder ist zu berücksichtigen in:

- Grenzzuständen der Tragfähigkeit, wenn signifikanter Einfluss auf die Rotationskapazität eines Bauteils erwartet wird;
- Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit, wenn signifikanter Einfluss auf die Durchbiegung eines Bauteils erwartet wird.

5.4.2.2 Kopfbolzendübel

(1) Es sollte auf EN ISO 13918 Bezug genommen werden. Die Kopfbolzendübel sollten vom Typ SD1 oder SD3 sein.

(2) Es gelten die Regeln für Kopfbolzen und Verdübelung nach 8.6.

5.4.2.3 Andere Arten von Schubverbinder

(1) Andere Arten von Schubverbinder dürfen verwendet werden, wenn ihre Leistung (insbesondere ihr Last-Schlupf-Verhalten) angemessen nachgewiesen wurde.

ANMERKUNG Europäische Normen (EN), Europäische Technische Spezifikationen (TS) oder eine transparente und vergleichbare Bewertung entsprechend allen Anforderungen eines Europäischen Bewertungsdokuments (EAD) oder ein Nachweis nach B.2 bieten angemessene Nachweise.

5.5 Profilbleche für Verbunddecken in Hochbauten

(1) Eigenschaften sollten unter Bezugnahme auf FprEN 1993-1-3:2023, 5.1 und 5.2, ermittelt werden.

(2) Für die Bemessung von Verbunddecken nach dieser Norm sollten Profilbleche Folgendem entsprechen:

- Profilbleche aus Stahl nach EN 10025 (alle Teile); oder

- kaltgeformte Stahlbleche nach EN 10149-2 oder EN 10149-3; oder
- verzinkte Stahlbleche nach EN 10346; oder
- verzinkte Stahlbleche mit organischen Beschichtungen nach EN 10169.

6 Dauerhaftigkeit

6.1 Allgemeines

- (1) Die maßgebenden Bestimmungen nach EN 1990, EN 1992 und EN 1993 müssen befolgt werden.
- (2) Die bauliche Durchbildung der Verdübelung muss für Kopfbolzen 8.6.10 entsprechen.

ANMERKUNG Für andere Arten von Schubverbündern ist bauliche Durchbildung nach CEN/TS 1994-1-102—¹ oder einer Europäischen Technischen Produktspezifikation anzuwenden.

6.2 Profilbleche für Verbunddecken in Hochbauten

(1) Die freiliegenden Oberflächen des Stahlbleches müssen angemessen geschützt werden, um den jeweiligen atmosphärischen Bedingungen zu widerstehen. Die maßgebenden Bestimmungen nach EN 1993-1-3 sollten befolgt werden.

(2) Zinküberzüge und andere metallische Überzüge, sofern festgelegt, müssen EN 10346 oder maßgebenden Normen entsprechen.

ANMERKUNG Feuerverzinktes (Z275) Profilblech ist ausreichend für innen liegende Bauelemente in einer nicht aggressiven Umgebung, die Spezifikation kann jedoch in Abhängigkeit von den Betriebsbedingungen angepasst werden.

(3) Organische Überzüge, sofern festgelegt, sollten EN 10169 oder geltenden maßgebenden Normen entsprechen.

7 Statische Berechnung

7.1 Tragwerksmodell für die Berechnung

7.1.1 Tragwerksmodell und grundlegende Annahmen

(1) Abschnitt 7 gilt für Verbundtragwerke, bei denen der Großteil der tragenden Bauteile und Anschlüsse entweder Verbundbauteile oder aus Baustahl sind.

(2) Das Tragwerksmodell und die grundlegenden Annahmen müssen nach EN 1990:2023, 7.1.1, gewählt werden und das erwartete Verhalten der Querschnitte, Bauteile, Anschlüsse und Lager ausreichend genau widerspiegeln.

(3) Wenn das Tragverhalten im Wesentlichen dem eines Stahlbeton- oder Spannbetontragwerks entspricht und nur wenige Verbundbauteile vorhanden sind, sollte die Gesamttragwerksberechnung im Allgemeinen nach EN 1992-1-1 erfolgen.

(3) Die Berechnung von Verbunddecken mit Profilblechen in Hochbauten sollte nach Abschnitt 10 erfolgen.

(4) Für die Berechnung von Biegeauswirkungen in Verbundträgern infolge von Schwinden und ungleichmäßigen Temperaturänderungen darf die mittragende Breite der Betonplatte nach 7.4.1.2 verwendet werden.

7.1.2 Anschlussmodelle

(1) Die Auswirkungen des Verhaltens der Anschlüsse auf die Schnittgrößenverteilung innerhalb eines Tragwerks sowie auf die Gesamtverformungen des Tragwerks dürfen vernachlässigt werden, während jedoch signifikante Auswirkungen dieser Art (z. B. bei nachgiebigen An schlüssen) berücksichtigt werden sollten, siehe Abschnitt 11 und EN 1993-1-8.

(2) Um festzustellen, ob die Auswirkungen aus dem Momenten-Rotations-Verhalten der Anschlüsse bei der Berechnung berücksichtigt werden müssen, sollte zwischen den folgenden drei Anschlussmodellen unterschieden werden, siehe FprEN 1993-1-8:2023, 11.2 und 7.1.1:

- Bei gelenkigem Anschlussmodell darf angenommen werden, dass der Anschluss keine Biegemomente überträgt.
- Bei nachgiebigem Anschlussmodell ist die Berücksichtigung des Verhaltens des Anschlusses bei der Gesamttragwerksberechnung notwendig.
- Bei biegesteifem Anschlussmodell darf angenommen werden, dass das Verhalten des Anschlusses keine Auswirkung auf die Gesamttragwerksberechnung hat.

(3) Für Hochbauten gelten die Anforderungen an die unterschiedlichen Anschlusstypen nach Abschnitt 11 und EN 1993-1-8.

7.1.3 Baugrund-Tragwerks-Interaktion

(1) Die Verformungseigenschaften der Auflager müssen, sofern signifikant, berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Hilfestellungen zur Berechnung der Boden-Tragwerks-Interaktion sind in EN 1997 enthalten.

7.2 Tragfähigkeit

7.2.1 Auswirkungen verformter Tragwerksgeometrie

(1) Die Auswirkungen von Einwirkungen dürfen im Allgemeinen mittels Berechnung bestimmt werden nach entweder:

- Theorie 1. Ordnung unter Verwendung der unverformten Tragwerksgeometrie; oder
- Theorie 2. Ordnung unter Berücksichtigung des Einflusses der Tragwerksverformung.

(2) Die Auswirkungen der verformten Geometrie (Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung) müssen berücksichtigt werden, wenn sie die Auswirkungen von Einwirkungen signifikant erhöhen oder das Tragwerksverhalten signifikant verändern.

(3) Die Berechnung nach Theorie 1. Ordnung darf erfolgen, wenn die Erhöhung der Schnittgrößen infolge der nach Theorie 1. Ordnung bestimmten Verformungen nicht signifikant ist. Es darf angenommen werden, dass Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung nicht signifikant sind, wenn die Bedingungen nach EN 1993-1-1:2022, 7.1 und 7.2, erfüllt sind. Bei Verbundstützen sollte die wirksame Steifigkeit nach 8.8.3.4(2) bestimmt werden.

(4) Bei der Bestimmung der Tragwerkssteifigkeit müssen Rissbildung und Kriechen des Betons sowie das Verhalten der Anschlüsse angemessen berücksichtigt werden. Für die Steifigkeit der Anschlüsse siehe Abschnitt 11.

7.2.2 Berechnungsverfahren für Hochbauten

(1) Für ebene Träger-Stützen-Rahmentragwerke darf der Nachweis für Versagen durch Horizontalverformungen mittels Berechnung nach Theorie 1. Ordnung geführt werden, wenn die Bedingungen nach EN 1993-1-1:2022, 7.2.1(5), für jedes Geschoss erfüllt sind. Für diese Tragwerke darf α_{cr} unter Verwendung des Ausdrucks nach EN 1993-1-1:2022, 7.2.1(10), berechnet werden, sofern die Normaldruckbeanspruchung in den Trägern nicht signifikant ist und die Rissbildung des Betons, siehe 7.4.2.3, Kriechen des Betons, siehe 7.4.2.2, sowie das Verhalten der Anschlüsse, siehe 11.2 und FprEN 1993-1-8:2023, 7.1, angemessen berücksichtigt werden.

(2) Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung dürfen indirekt einbezogen werden, indem eine Berechnung nach Theorie 1. Ordnung mit entsprechendem Vergrößerungsfaktor durchgeführt wird.

(3) Wenn bei der Gesamttragwerksberechnung die Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung in Einzelbauteilen und die maßgebenden Bauteilimperfektionen vollständig berücksichtigt werden, sind für die Einzelbauteile keine Tragfähigkeitsnachweise erforderlich.

(4) Werden die Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung in Einzelbauteilen oder bestimmte Bauteilimperfektionen (z. B. bei Biegeknicken und/oder Biegedrillknicken) bei der Gesamttragwerksberechnung nicht vollständig berücksichtigt, sollte ein gesonderter Tragfähigkeitsnachweis für die bei der Gesamttragwerksberechnung nicht berücksichtigten Auswirkungen geführt werden.

(5) Wenn bei der Gesamttragwerksberechnung die Auswirkungen von Biegedrillknicken vernachlässigt werden, sollte der Nachweis der Tragfähigkeit eines Verbundträgers unter Biegedrillknicken nach 8.4 geführt werden.

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

- Gesamttragwerksberechnung nach 7.2.2(3) mit Nachweis der Querschnittstragfähigkeit nach 8.8.3.6 oder 8.8.3.7; oder
- Berechnung des Einzelbauteils nach 8.8.3.4 unter Berücksichtigung von Randschnittgrößen aus der Gesamttragwerksberechnung, einschließlich globaler Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung und globaler Imperfektionen, sofern maßgebend. Bei der Bauteilberechnung sollten Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung im Bauteil und maßgebende Bauteilimperfektionen, siehe 7.3.2.3, berücksichtigt und die Querschnittstragfähigkeit nach 8.8.3.6 oder 8.8.3.7 nachgewiesen werden; oder
- Anwendung von Beulkurven für normaldruckbeanspruchte Bauteile zur Berücksichtigung von Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung im Bauteil und Bauteilimperfektionen, siehe 8.8.3.5. Bei diesem Nachweis sollten die Randkräfte aus der Gesamttragwerksberechnung einschließlich der globalen Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung und der globalen Imperfektionen, sofern maßgebend, berücksichtigt werden und auf einer Knicklänge gleich der Systemlänge beruhen.

(7) Für Tragwerke mit Stützen aus Baustahl muss die Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Diese Anforderung darf durch Bauteilnachweise auf Grundlage der Knicklängen nach EN 1993-1-1:2022, 7.2.2(9) und 8.3, erfüllt werden.

7.3 Imperfektionen

7.3.1 Grundlagen

(1) Bei der statischen Berechnung müssen die Auswirkungen von Imperfektionen einschließlich Eigenspannungen und der geometrischen Imperfektionen berücksichtigt werden, wie z. B. Abweichungen von der Senkrechten, Abweichungen von der Geraden, Unebenheiten, Passungsgenauigkeiten sowie unvermeidbare geringfügige Exzentrizitäten in Anschlüssen des unbeanspruchten Tragwerks.

(2) Bei der angenommenen Form der Imperfektionen muss der elastische Knickfall des Tragwerks oder Bauteils in der betrachteten Knickebene in der ungünstigsten Richtung und Form berücksichtigt werden.

7.3.2 Imperfektionen in Hochbauten

7.3.2.1 Allgemeines

(1) Geometrische Ersatzimperfektionen (siehe 7.3.2.2 und 7.3.2.3) sollten mit Werten verwendet werden, welche die möglichen Auswirkungen globaler und lokaler Imperfektionen widerspiegeln, sofern nicht die Auswirkungen lokaler Imperfektionen in den Tragfähigkeitsgleichungen für die Bauteilbemessung berücksichtigt werden, siehe 7.3.2.3.

(2) Bei der Gesamttragwerksberechnung zur Bestimmung der in Bauteilnachweisen nach 8.4 und/oder 8.8 zu verwendenden Schnittkräfte an Bauteilenden dürfen äquivalente Vorkrümmungen vernachlässigt werden. Allerdings sollten bei der statischen Berechnung von Rahmentragwerken, die anfällig gegenüber Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung sind, äquivalente Vorkrümmungen von Bauteilen zusätzlich zu globalen Horizontalverformungen für jedes druckbeanspruchte Bauteil berücksichtigt werden, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- mindestens ein momententragfähiger Anschluss an einem Bauteilende; und
- $N_{Ed} > 0,25 N_{cr,eff}$

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der Druckkraft; und

$N_{cr,eff}$ die ideale Verzweigungslast für Biegeknicken in der Ebene des Bauteils unter der Annahme von Gelenken an den Bauteilenden sowie unter Verwendung der Biegsteifigkeit nach 8.8.3.4.

(3) Beim Tragfähigkeitsnachweis innerhalb der Bauteillänge nach 8.8.3.6 oder 8.8.3.7 müssen Bauteilimperfektionen stets berücksichtigt werden.

(4) Imperfektionen innerhalb druckbeanspruchter Stahlbauteile sollten nach EN 1993-1-1:2022, 7.3.3, berücksichtigt werden.

7.3.2.2 Globale Imperfektionen

(1) Die Auswirkungen von Imperfektionen sollten nach 7.3.2.1(2) und EN 1993-1-1:2022, 7.3.2, berücksichtigt werden.

7.3.2.3 Bauteilimperfektionen

(1) Bemessungswerte der äquivalenten Vorkrümmung von Verbundstützen und druckbeanspruchten Verbundbauteilen sollten Tabelle 8.7 entnommen werden.

(2) Bei seitlich nicht durchgehend gehaltenen Verbundträgern werden die Auswirkungen von Imperfektionen in der Gleichung für die Momententrägfähigkeit bei Knicken berücksichtigt (siehe 8.4).

(3) Bei Stahlbauteilen werden die Auswirkungen von Imperfektionen in den Gleichungen für die Tragfähigkeit bei Knicken berücksichtigt (siehe EN 1993-1-1:2022, 8.3).

7.4 Berechnung der Auswirkungen von Einwirkungen

7.4.1 Verfahren der Gesamttragwerksberechnung

7.4.1.1 Allgemeines

(1) Auswirkungen von Einwirkungen dürfen auch dann mittels elastischer Gesamttragwerksberechnung ermittelt werden, wenn die Querschnittstragfähigkeit auf einer plastischen oder anderen nichtlinearen Spannungsverteilung beruht.

(2) Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sollte die elastische Gesamttragwerksberechnung mit geeigneten Korrekturen für nichtlineare Auswirkungen, wie z. B. Rissbildung des Betons, verwendet werden.

(3) Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Ermüdung sollte die elastische Gesamttragwerksberechnung verwendet werden.

(4) Die Auswirkungen von Schubverzerrung und lokalem Beulen müssen berücksichtigt werden, wenn sie die Gesamttragwerksberechnung signifikant beeinflussen.

(5) Die Auswirkungen des lokalen Beulens von Stahlbauteilen auf die Wahl des Berechnungsverfahrens darf durch Querschnittsklassifizierung berücksichtigt werden, siehe 7.5.

(6) Die Auswirkungen des lokalen Beulens von Stahlbauteilen auf die Steifigkeit dürfen bei typischen Verbundquerschnitten vernachlässigt werden (Bild 8.1). Für Querschnitte der Klasse 4 siehe FprEN 1993-1-5:2023, 4.3.

(7) Die Auswirkungen von Schlupf in Schraubenlöchern sowie vergleichbarer Verformungen von Verbindungsmitteln auf die Gesamttragwerksberechnung sollten berücksichtigt werden.

(8) Sofern keine nichtlineare Berechnung verwendet wird, dürfen die Auswirkungen von Schlupf und Lösen auf die Schnittgrößenberechnung an den Verbundfugen vernachlässigt werden, sofern Verdübelung nach 8.6 vorgesehen ist.

7.4.1.2 Mittragende Breite von Gurten bei Schubverzerrungen

(1) Die Nachgiebigkeit von Stahl- oder Betongurten unter Schubbeanspruchung in der Ebene (Schubverzerrungen) muss entweder durch genauere Berechnung oder durch eine mittragende Gurtbreite berücksichtigt werden.

(2) Die Auswirkungen von Schubverzerrungen in Stahlblechelementen sollten nach EN 1993-1-1:2022, 7.2.1(7), und EN 1993-1-1:2022, Abschnitt 8, berücksichtigt werden.

(3) Die mittragende Breite von Betongurten sollte entsprechend folgenden Bestimmungen ermittelt werden.

(4) Bei der elastischen Gesamttragwerksberechnung darf über die Gesamtheit jedes Feldes eine konstante mittragende Breite angenommen werden. Dieser Wert darf für Träger mit beidseitiger Auflagerung als der Wert $b_{eff,1}$ in Feldmitte oder für Kragarme als der Wert $b_{eff,2}$ am Auflager angesetzt werden.

(5) In der Feldmitte oder an Zwischenauflagern darf die gesamte mittragende Breite b_{eff} , siehe Bild 7.1, wie folgt bestimmt werden:

$$b_{\text{eff}} = b_{0i} + \sum b_{ei} \quad (7.1)$$

Dabei ist

b_{0i} der Achsabstand zwischen den äußeren Schubverbinderreihen;

b_{ei} der Wert der mittragenden Breite des Betongurtes beiderseits des Steges, der als $L_e/8$, jedoch nicht größer als die geometrische Breite b_i angesetzt wird; und

b_i der Abstand zwischen den äußeren Schubverbinderreihen und einem Punkt mittig zwischen benachbarten Stegen bei Messung auf halber Höhe des Betongurtes; an freien Rändern ist b_i jedoch der Abstand zum freien Rand. Die Länge L_e sollte als der annähernde Abstand zwischen Momentennullpunkten angesetzt werden. Für typische durchlaufende Verbundträger, bei denen die Bemessung durch eine Hüllkurve der Momente aus verschiedenen Lastanordnungen bestimmt wird, sowie für Kragarme darf L_e nach Bild 7.1 angenommen werden.

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

$$b_{\text{eff}} = b_{0i} + \sum \beta_i b_{ei} \quad (7.2)$$

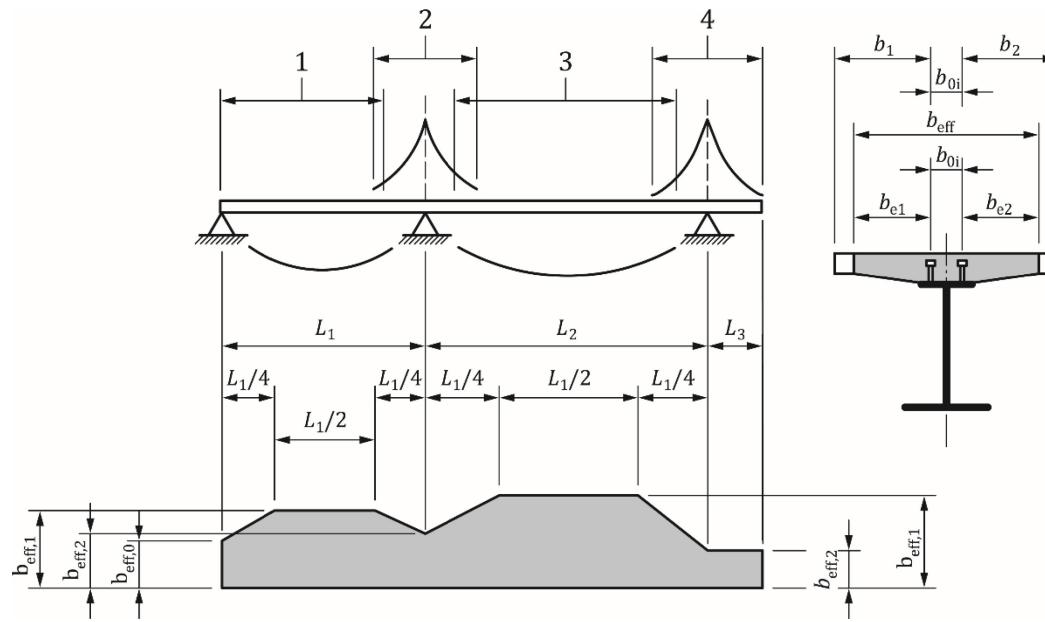
mit:

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0 \quad (7.3)$$

Dabei ist

b_{ei} die mittragende Breite [siehe (5)] in Feldmitte des Endfeldes und L_e die äquivalente Spannweite des Endfeldes nach Bild 7.1.

(7) Die Verteilung der mittragenden Breite zwischen Auflagern und in Bereichen der Feldmitte darf nach Bild 7.1 angenommen werden.

**Legende**

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

Bild 7.1 — Äquivalente Spannweiten für die mittragende Breite von Betongurten

(8) Wird die Biegemomentenverteilung bei Hochbauten durch die Tragfähigkeit oder die Rotationssteifigkeit eines Anschlusses beeinflusst, sollte dies bei der Bestimmung der Länge L_e berücksichtigt werden.

(9) Bei der Berechnung von Hochbautragwerken darf b_{0i} gleich null angesetzt und b_i vom Stegmittelpunkt gemessen werden.

7.4.2 Linear-elastische Berechnung**7.4.2.1 Allgemeines**

(1) Die Auswirkungen von Rissbildung des Betons, Kriechen und Schwinden des Betons, Bauabfolge sowie Vorspannung sollten berücksichtigt werden.

7.4.2.2 Kriechen und Schwinden

(1) Die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden des Betons müssen angemessen berücksichtigt werden.

(2) Mit Ausnahme der Angaben nach (10) dürfen die Auswirkungen von Kriechen unter Verwendung eines Elastizitätsmodulverhältnisses n_L berücksichtigt werden. Das Elastizitätsmodulverhältnis ist von der Art der Belastung (Index L) abhängig und wird wie folgt angegeben:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \quad (7.4)$$

Dabei ist

- n_0 das Elastizitätsmodulverhältnis E_a/E_{cm} für Kurzzeit-Belastungen;
- E_{cm} der Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons bei Kurzzeit-Belastungen nach 5.1(8);
- φ_t die Kriechzahl $\varphi(t,t_0)$ nach EN 1992-1-1:2023, 5.1.5 oder Anhang M, in Abhängigkeit vom Betonalter (t) zum betrachteten Zeitpunkt sowie vom Alter (t_0) bei Belastungsbeginn;
- ψ_L der Kriechfaktor in Abhängigkeit von der Art der Belastung, der wie folgt angesetzt werden sollte:
 - 1,1 für ständige Lasten;
 - 0,55 für Primär- und Sekundärauswirkungen von Schwinden; und
 - 1,5 für Vorspannung durch behinderte Verformungen.

ANMERKUNG Symbol „L“:

- $L = 0$: für vorübergehende Lasten;
- $L = P$: für ständige Lasten;
- $L = sh$: für Auswirkungen von Schwinden;
- $L = D$: für Vorspannung durch behinderte Verformungen;
- $L = PT$: für Spannungen infolge von Kriechen.

Verweisungen sind in Bild 8.7 angegeben.

(3) Für ständige Lasten auf Verbundtragwerken, bei denen der Beton abschnittsweise hergestellt wird, darf ein Mittelwert von t_0 zur Bestimmung der Kriechzahl verwendet werden. Dieser Wert darf auch für Vorspannung durch behinderte Verformungen verwendet werden, sofern das Betonalter in allen maßgebenden Feldern zum Zeitpunkt der Vorspannung mehr als 14 Tage beträgt.

(4) Beim Schwinden sollte das Alter bei Belastungsbeginn im Allgemeinen als 1 Tag angenommen werden.

(5) Wenn vorgefertigte Platten verwendet werden oder die Vorspannung der Betonplatte erfolgt, bevor die Verdübelung wirksam geworden ist, sollten die Kriechzahl und die Schwindmaße zu dem Zeitpunkt, zu dem die Verbundwirkung eintritt, verwendet werden.

(6) Wenn die Biegemomentenverteilung zum Zeitpunkt t_0 signifikant durch Kriechen verändert wird, wie z. B. bei Durchlaufträgern in Mischtragwerken, welche sowohl aus Verbund- als auch aus reinen Stahlquerschnitten bestehen, sollten die zeitabhängigen Sekundärauswirkungen infolge Kriechen berücksichtigt werden, ausgenommen bei der Gesamttragwerksberechnung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Bauteilen mit ausschließlich Querschnitten der Klasse 1 oder Klasse 2. Für die zeitabhängigen Sekundärauswirkungen darf das Elastizitätsmodulverhältnis mit einem Kriechfaktor ψ_L von 0,55 bestimmt werden.

(7) Die Primär- und Sekundärauswirkungen infolge Schwinden und Kriechen des Betongurtes sollten berücksichtigt werden. Die Auswirkungen infolge Schwinden und Kriechen des Betons dürfen bei der Berechnung der Grenzzustände der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) für Verbundbauteile mit ausschließlich Querschnitten der Klasse 1 oder Klasse 2 vernachlässigt werden, sofern ausreichende plastische Schnittgrößenumlagerung vorliegt und keine Berücksichtigung von Biegedrillknicken erforderlich ist.

ANMERKUNG 1 Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit siehe Abschnitt 9.

ANMERKUNG 2 Ausreichende plastische Schnittgrößenumlagerung wird angenommen, wenn die Momententragfähigkeit nach 8.2.1.2, 8.2.1.3 oder 8.3.2 berechnet wird.

(8) In Bereichen, in denen die Betonplatte entsprechend 7.4.2.3 als gerissen angenommen wird, dürfen die Primärauswirkungen infolge Schwinden bei der Berechnung von Sekundärauswirkungen vernachlässigt werden.

(9) In Verbundstützen und druckbeanspruchten Bauteilen sollten die Auswirkungen von Kriechen nach 8.8.3.4(2) berücksichtigt werden.

(10) Für Doppelverbundquerschnitte, bei denen beide Gurte ungerissen sind (nach 7.4.2.3, wie z. B. bei Vorspannung), müssen die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden mittels genauerer Verfahren als anhand der Elastizitätsmodulverhältnisse nach 7.4.2.2(2) bestimmt werden.

(11) Zur Vereinfachung bei Hochbautragwerken, die nicht hauptsächlich für Lagerungszwecke vorgesehen und keiner Vorspannung durch kontrollierte behinderte Verformung ausgesetzt sind und bei denen Versagen durch Horizontalverformung mittels Berechnung nach Theorie 1. Ordnung nachgewiesen werden darf [7.2.2(1)], dürfen die Auswirkungen von Kriechen in Verbundträgern berücksichtigt werden, indem Betonflächen A_c durch äquivalente effektive Stahlflächen A_c/n für sowohl Kurzzeit- als auch Langzeit-Belastung ersetzt werden; dabei ist n der Nennwert des Elastizitätsmodulverhältnisses entsprechend einem wirksamen Elastizitätsmodul für Beton $E_{c,eff}$, der als $E_{cm}/2$ angesetzt wird.

7.4.2.3 Auswirkungen von Rissbildung des Betons

(1) Die Auswirkungen der Rissbildung des Betons müssen angemessen berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 1 Diese Anforderung umfasst Regeln zur Feststellung von Bereichen, die in der Gesamttragwerksberechnung als gerissen angesehen werden können, wodurch der Beton zu vernachlässigen ist. Die Regeln werden als geeignet für die Berechnung der Auswirkungen von Einwirkungen, d. h. Momente und Schubbeanspruchung, angesehen.

ANMERKUNG 2 Regeln für die Berechnung von Längsschubbeanspruchung sind in 8.6 angegeben.

(2) Zur Bestimmung der Auswirkungen von Rissbildung in Verbundträgern mit Betongurten darf das folgende Verfahren angewendet werden:

- Zunächst wird die Hüllkurve der Schnittgrößen für die charakteristischen Kombinationen (siehe EN 1990:2023, 8.4.3.2) einschließlich Langzeit-Auswirkungen unter Verwendung der Biegesteifigkeit $E_a I_1$ (siehe 3.1.16) der ungerissenen Querschnitte berechnet. Dieser Schritt wird als „Berechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung“ bezeichnet.
- In Bereichen, in denen die Zugspannung im Beton der Randfaser aus der Hüllkurve globaler Auswirkungen das 2-Fache der Festigkeit f_{ctm} oder $\eta_{lw,fct} f_{ctm}$ (siehe EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.1 oder Tabelle M.1 und Tabelle M.2) überschreitet, sollte die Steifigkeit auf $E_a I_2$ (siehe 3.1.17) verringert werden. Die resultierende Verteilung der Steifigkeiten darf zur Bestimmung der Verteilung der Auswirkungen von Einwirkungen für alle Grenzzustände verwendet werden. Anschließend erfolgt eine erneute Berechnung zur Bestimmung einer neuen Verteilung der Schnittgrößen und gegebenenfalls der Verformungen. Dieser Schritt wird als „Berechnung mit Berücksichtigung der Rissbildung“ bezeichnet.

(3) Für nicht vorgespannte durchlaufende Verbundträger mit einem Betongurt oberhalb des Stahlprofils darf das folgende vereinfachte Verfahren angewendet werden. Wenn alle Verhältnisse der Spannweiten benachbarter Durchlaufräger (kürzer/länger) zwischen Auflagern mindestens 0,6 beträgt, darf die Auswirkung von Rissbildung unter Verwendung der Biegesteifigkeit $E_a I_2$ über 15 % der Spannweite auf beiden Seiten jedes Zwischenauflegers und als die Werte für ungerissenen Beton $E_a I_1$ an allen anderen Stellen berücksichtigt werden. Dieser Abschnitt gilt nicht für Bauteile, die Teil eines biegesteifen Rahmens sind, der zur Tragfähigkeit des Tragwerks beiträgt.

(4) Die Auswirkung von Rissbildung des Betons auf die Biegesteifigkeit von Verbundstützen und druckbeanspruchten Verbundbauteilen sollte nach 8.8.3.4 bestimmt werden.

(5) Der Beitrag von Kammerbeton für einen Träger in Hochbauten darf unter Verwendung des Mittelwertes der Steifigkeit des gerissenen und des ungerissenen Kammerbetons bestimmt werden. Die druckbeanspruchte Betonfläche sollte anhand der plastischen Spannungsverteilung bestimmt werden.

7.4.2.4 Phasen und Abfolge der Bauausführung

(1) Geeignete Berechnungen müssen erfolgen, um die Auswirkungen einer phasenweisen Bauausführung abzudecken, erforderlichenfalls einschließlich gesonderter Auswirkungen von Einwirkungen auf Baustahl und auf vollständig oder teilweise in Verbundbauweise ausgeführte Bauteile.

(2) Die Auswirkungen infolge der Bauabfolge dürfen bei der Berechnung für Grenzzustände der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) für Verbundbauteile mit ausschließlich Querschnitten der Klasse 1 oder Klasse 2 vernachlässigt werden, sofern ausreichende plastische Schnittgrößenumlagerung vorliegt und keine Berücksichtigung von Biegedrillknicken erforderlich ist.

ANMERKUNG Ausreichende plastische Schnittgrößenumlagerung wird angenommen, wenn die Momententragsfähigkeit nach 8.2.1.2, 8.2.1.3 oder 8.3.2 berechnet wird.

7.4.2.5 Temperaturauswirkungen

(1) Temperaturauswirkungen müssen nach EN 1991-1-5 berücksichtigt werden.

(2) Temperaturauswirkungen dürfen gewöhnlich bei der Berechnung für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) für Verbundbauteile mit ausschließlich Querschnitten der Klasse 1 oder Klasse 2 vernachlässigt werden, sofern ausreichende plastische Schnittgrößenumlagerung vorliegt und keine Berücksichtigung von Biegedrillknicken erforderlich ist.

ANMERKUNG Ausreichende plastische Schnittgrößenumlagerung wird angenommen, wenn die Momententragsfähigkeit nach 8.2.1.2, 8.2.1.3 oder 8.3.2 berechnet wird.

7.4.2.6 Vorspannung mittels kontrollierter behinderter Verformungen

(1) Bei Vorspannung mittels kontrollierter behinderter Verformungen (z. B. Absenken von Auflagern) müssen die Auswirkungen möglicher Abweichungen von den angenommenen Werten der behinderten Verformungen und der Steifigkeit auf die Schnittgrößen bei der Berechnung für Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden.

(2) Wenn kein genaueres Verfahren zur Bestimmung der Schnittgrößen angewendet wird, sollten die charakteristischen Werte indirekter Einwirkungen infolge behinderter Verformungen unter Verwendung der charakteristischen Werte oder der Nennwerte von Baustoffeigenschaften und behinderten Verformungen, sofern diese kontrolliert sind, berechnet werden.

7.4.3 Nichtlineare Gesamttragwerksberechnung

(1) Nichtlineare Berechnungen müssen nach EN 1992-1-1:2023, 7.3.4, und EN 1993-1-1:2022, 7.4.3, oder nach EN 1993-1-14 angewendet werden. Das nichtlineare Baustoffverhalten muss berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Angaben zu Baustoffmodellen sind 8.2.1.5 zu entnehmen.

(2) Das Verhalten der Verdübelung muss berücksichtigt werden.

(3) Auswirkungen infolge Verformungen der Tragwerksgeometrie müssen nach 7.2 berücksichtigt werden.

7.4.4 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung bei Hochbauten

(1) Sofern keine Berücksichtigung der Berechnung nach Theorie 2. Ordnung notwendig ist, darf linear-elastische Berechnung mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung für den Nachweis in Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) für Durchlaufträger und ausgesteifte Tragsysteme angewendet werden.

(2) Die mittels linear-elastischer Gesamttragwerksberechnung nach 7.4.2 ermittelte Biegemomentenverteilung darf unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen sowie unter Berücksichtigung der Auswirkungen von nichtelastischem Baustoffverhalten und allen Arten von Beulen umgelagert werden.

(3) Die Biegemomente aus einer linear-elastischen Berechnung dürfen umgelagert werden in:

- a) Verbundträgern mit vollständiger oder teilweiser Verdübelung nach (4) bis (8);
- b) Stahlbauteilen nach EN 1993-1-1:2022, 7.4.1(4);
- c) vorwiegend biegebeanspruchten Betonbauteilen nach EN 1992-1-1:2023, 7.3.2; und
- d) teilweise einbetonierte Trägern ohne Betongurt nach (b) oder (c), wobei der begrenztere Fall gilt.

(4) Für den Nachweis in Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) dürfen die elastischen Biegemomente in Verbundträgern nach (5) bis (8) angepasst werden, wenn alle der folgenden Bedingungen erfüllt sind

- der Träger ist ein durchlaufender Verbundträger;
- die Trägeranschlüsse sind entweder als biegesteife und volltragfähige Anschlüsse oder als Kombination aus einem solchen Anschluss und einem gelenkigen Anschluss ausgeführt;
- bei einem teilweise einbetonierten Verbundträger wird entweder festgestellt, dass die Rotationskapazität für den angenommenen Umlagerungsgrad ausreichend ist, oder der Beitrag des druckbeanspruchten Kammerstahlbetons wird bei der Berechnung der Momententrägfähigkeit an Querschnitten mit verringertem Biegemoment vernachlässigt;
- jedes Feld weist eine konstante Höhe auf;
- Berücksichtigung von Biegedrillknicken ist nicht erforderlich;
- die Lastverteilung ist vorwiegend gleichmäßig. Diese Bedingung sollte nicht als gegeben angenommen werden, wenn in einem beliebigen Feld mehr als die Hälfte seiner Bemessungslast über eine Länge von weniger als 1/5 der Spannweite verteilt ist; und
- der Träger ist ausschließlich vertikaler Belastung ausgesetzt.

(5) Wenn (4) zutrifft, dürfen die mittels linear-elastischer Gesamttragwerksberechnung bestimmten Biegemomente in Verbundträgern angepasst werden durch:

- a) Abminderung der größten negativen Biegemomente um Werte, welche die in Tabelle 7.1 angegebenen Prozentwerte nicht überschreiten; oder
- b) Erhöhung der größten negativen Biegemomente in Trägern mit ausschließlich Querschnitten der Klasse 1 oder Klasse 2 um nicht mehr als 10 % des Wertes aus elastischer Berechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung bzw. 20 % des Wertes aus elastischer Berechnung mit Berücksichtigung der Rissbildung, siehe 7.4.2.3, sofern nicht nachgewiesen wird, dass die Rotationskapazität einen höheren Wert zulässt.

Tabelle 7.1 — Grenzwerte für die Umlagerung von negativen Biegemomenten in % des Anfangswertes des zu verringernden Biegemoments

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

(6) Bei Baustahlsorten höher als S355 sollte Schnittgrößenumlagerung nur auf Träger mit ausschließlich Querschnitten der Klasse 1 und Klasse 2 angewendet werden. Die Schnittgrößenumlagerung durch Verringerung der größten negativen Biegemomente sollte nicht größer sein als 30 % des Wertes aus einer Berechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung bzw. 15 % des Wertes aus einer Berechnung mit Berücksichtigung der Rissbildung, sofern nicht nachgewiesen wird, dass die Rotationskapazität einen höheren Wert zulässt.

(7) Bei Verbundquerschnitten der Klasse 3 oder 4 beziehen sich die in Tabelle 7.1 angegebenen Grenzwerte auf die bei der Bemessung angenommenen und auf das Verbundbauteil anzuwendenden Biegemomente. Eine Umlagerung der auf das Stahlbauteil einwirkenden Momente sollte nicht erfolgen.

(8) Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Durchlaufträgern mit oberem Betongurt darf eine Momentenumlagerung von 10 % des negativen Biegemoments eines Auflagers auf der Grundlage einer Berechnung der Auswirkungen von Einwirkungen ohne Berücksichtigung der Rissbildung verwendet werden. Alternativ darf die Momentenverteilung im SLS nach 7.4.2.3 bestimmt werden.

(9) Bei teilweise einbetonierten Querschnitten [Bild 8.1 b) und Bild 8.1 e)] sollte keine Momentenumlagerung nach Tabelle 7.1 für Klasse 1 angewendet werden, wenn Kammerbeton und Bewehrung bei der Biegetragfähigkeit nach 8.3.2 berücksichtigt werden, sofern nicht nachgewiesen wurde, dass die Rotationskapazität ausreichend ist.

(10) Bei Querschnitten nach 8.2.1.2(2), bei denen die plastische Momententragsfähigkeit nicht erreicht werden kann, sollten die Grenzwerte für die Umlagerung des negativen Biegemoments nicht die in Tabelle 7.1 für Klasse 3 angegebenen Grenzwerte überschreiten.

7.4.5 Starr-plastische Gesamttragwerksberechnung für Hochbauten

(1) Starr-plastische Gesamttragwerksberechnung darf für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) angewendet werden, sofern keine Berücksichtigung der Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung erforderlich ist und Folgendes zutrifft:

- alle Rahmenbauteile und -anschlüsse sind aus Stahl oder in Verbundbauweise ausgeführt;
- die Stahlwerkstoffe entsprechen EN 1993-1-1:2022, 5.2.2;
- die Querschnitte von Stahlbauteilen entsprechen EN 1993-1-1:2022, 7.6; und
- die Anschlüsse können ihre plastischen Momententragsfähigkeiten für eine ausreichende Rotationskapazität aufrechterhalten.

(2) Bei Trägern und Rahmen für Hochbauten ist es gewöhnlich nicht erforderlich, die Auswirkungen aus wiederholter Plastizierung (Shakedown) zu berücksichtigen.

(3) Die Anwendung starr-plastischer Gesamttragwerksberechnung unterliegt folgenden Bedingungen an jedem Fließgelenk:

- a) der Querschnitt des Baustahlprofils muss in Bezug auf eine Ebene parallel zu der/den Stegebene(n) symmetrisch sein;

- b) die Proportionen und Einspannungen von Stahlbauteilen müssen so gewählt werden, dass kein Biegedrillknicken auftritt;
- c) seitliche Abstützung des Druckgurtes muss an allen Gelenkverbindungen vorgesehen werden, an denen in allen Lastfällen plastische Rotation auftreten kann;
- d) die Rotationskapazität muss bei Berücksichtigung jeglicher Normaldruckbeanspruchung in Bauteilen oder Anschlüssen ausreichend sein, um die Entstehung der erforderlichen Gelenkrotation zu ermöglichen; und
- e) erfolgt keine Berechnung der Rotationsanforderungen, müssen alle Bauteile mit Fließgelenken effektive Querschnitte der Klasse 1 im Fließgelenkbereich aufweisen.

(4) Für Verbundträger in Hochbauten darf eine ausreichende Rotationskapazität angenommen werden, wenn:

- a) die Baustahlsorte nicht höher ist als S355;
- b) der Beitrag von druckbeanspruchtem Kammerstahlbeton bei der Berechnung des Bemessungswertes der Momententrägfähigkeit vernachlässigt wird;
- c) alle effektiven Querschnitte im Bereich von Fließgelenkverbindungen zur Klasse 1 und alle anderen effektiven Querschnitte zur Klasse 1 oder Klasse 2 gehören;
- d) für jeden Träger-Stützen-Anschluss ein ausreichender Bemessungswert der Rotationskapazität nachgewiesen wurde oder ein Bemessungswert der Momententrägfähigkeit, welcher mindestens dem des angeschlossenen Trägers entspricht, dessen Tragfähigkeit unter Verwendung der Mittelwerte der Betonfestigkeit (EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.1) berechnet wird, $1,08 f_{sk}$ für die Bewehrung sowie einer Bemessungsfestigkeit von Baustahl vom f_{yk} -Fachen des Überfestigkeitsbeiwertes nach FprEN 1993-1-8:2023, Tabelle B.4;
- e) die Differenz zwischen den Längen benachbarter Felder nicht mehr als 50 % der kleineren Spannweite beträgt;
- f) die Spannweite von Endfeldern nicht größer als 115 % der Länge des Nachbarfeldes ist;
- g) in einem Feld, in dem mehr als die Hälfte seiner Gesamtbummungslast innerhalb einer Länge von 1/5 der Spannweite konzentriert ist, sollte bei allen Gelenkbereichen, in denen die Betonplatte Druckbeanspruchung ausgesetzt ist, die Druckzonenhöhe des Bauteils nicht mehr als 15 % der Gesamthöhe betragen. Das gilt nicht, wenn nachgewiesen werden kann, dass sich die Gelenkverbindung zuletzt in diesem Feld ausbildet; und
- h) der Druckgurt aus Stahl im Bereich einer Fließgelenkverbindung seitlich gehalten wird.

(5) Sofern nicht anders nachgewiesen, sollte angenommen werden, dass Verbundstützen keine Rotationskapazität aufweisen.

(6) Bei in Längsrichtung veränderlichen Querschnitten von Stahlbauteilen ist EN 1993-1-1:2022, 7.6(3), anwendbar.

(7) Wenn Einspannungen nach (3) c) oder (4) h) erforderlich sind, sollten diese in einem Abstand zum berechneten Gelenkbereich in Bauteillängsrichtung angeordnet werden, der die halbe Höhe des Stahlprofils nicht überschreitet.

7.5 Klassifizierung von Querschnitten

7.5.1 Allgemeines

(1) Das Klassifizierungssystem nach EN 1993-1-1:2022, 7.5.2, gilt für Querschnitte von Verbundträgern.

(2) Ein Verbundquerschnitt sollte entsprechend der ungünstigsten Klasse seiner druckbeanspruchten Stahlelemente klassifiziert werden.

ANMERKUNG Die Klasse eines Verbundquerschnitts ist gewöhnlich vom Vorzeichen des darauf einwirkenden Biegemoments abhängig.

(3) Stahldruckglieder, die durch Anbringen an Stahlbetonelementen eingespannt werden, dürfen in eine günstigere Klasse eingestuft werden, sofern die resultierende Leistungsverbesserung nachgewiesen wurde.

(4) Zu Klassifizierungszwecken sollte die plastische Spannungsverteilung verwendet werden, ausgenommen im Grenzbereich zwischen den Klassen 3 und 4, bei denen die elastische Spannungsverteilung unter Berücksichtigung der Bauabfolge sowie der Auswirkungen von Kriechen und Schwinden verwendet werden sollte. Zu Klassifizierungszwecken sollten die Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten verwendet werden. Zugbeanspruchte Betonquerschnitte sollten vernachlässigt werden. Die Spannungsverteilung sollte für die Bruttoquerschnittsfläche des Stahlsteges und der wirksamen Gurte bestimmt werden.

(5) Bei Querschnitten der Klassen 1 und 2 sollte der innerhalb der mittragenden Breite angeordnete zugbeanspruchte Betonstahl die Duktilitätsklasse B oder C aufweisen, siehe EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.5. Darüber hinaus sollte bei Querschnitten, deren Momententrägfähigkeit nach 8.2.1.2, 8.2.1.3 oder 8.2.1.5 bestimmt wird, eine Mindestbewehrungsfläche A_s innerhalb der mittragenden Breite des Betongurtes vorgesehen werden, um die folgende Bedingung zu erfüllen:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (7.5)$$

mit

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (7.6)$$

Dabei ist

- A_c die effektive Querschnittsfläche des Betongurtes;
- f_y der Nennwert der Streckgrenze des Baustahls, in N/mm²;
- f_{sk} der charakteristische Wert der Streckgrenze des Betonstahls;
- f_{ctm} die mittlere Betonzugfestigkeit, siehe EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.1 oder Tabelle M.1 und Tabelle M.2;
- k_c ein Beiwert nach 9.4.2(1);
- δ gleich 1,0 für Querschnitte der Klasse 2 und gleich 1,1 für Querschnitte der Klasse 1, an denen Fließgelenkrotation erforderlich ist.

(6) Geschweißte Betonstahlmatten sollten nicht dem wirksamen Querschnitt zugerechnet werden, sofern keine ausreichende Duktilität bei Einbau in einer Betonplatte nachgewiesen wurde, um Bruchversagen sicher auszuschließen.

(7) Bei der Gesamttragwerksberechnung für Bauausführungsphasen sollte die Querschnittsklasse des Stahlprofils in der betrachteten Phase berücksichtigt werden.

7.5.2 Klassifizierung von Verbundprofilen ohne Kammerbeton

(1) Druckgurte aus Stahl, deren Knicken durch die wirksame Verbindung mit einem Betongurt mittels Schubverbindern verhindert wird, dürfen der Klasse 1 zugeordnet werden, wenn die Dübelabstände 8.6.10.5 entsprechen.

(2) Die Klassifizierung sonstiger druckbeanspruchter Stahlgurte und -stege von Verbundträgern ohne Kammerbeton sollte nach EN 1993-1-1:2022, Tabelle 7.2, erfolgen. Ein Bauelement, das nicht den Grenzwerten der Klasse 3 entspricht, sollte in Klasse 4 eingestuft werden.

(3) Querschnitte mit Stegen der Klasse 3 und Gurten der Klasse 1 oder Klasse 2 dürfen wie wirksame Querschnitte der Klasse 2 behandelt werden, wenn der wirksame Steg EN 1993-1-1:2022, 8.2.2.4, entspricht.

7.5.3 Klassifizierung von einbetonierte Verbundprofilen für Hochbauten

(1) Ein einseitig gestützter Stahlgurt eines einbetonierte Verbundprofils entsprechend nachstehendem Absatz (2) darf nach Tabelle 7.2 klassifiziert werden.

(2) Der Kammerbeton des Steges eines einbetonierte Profils sollte mit Bewehrung versehen und mechanisch mit dem Stahlprofil verbunden werden sowie das Knicken des Steges und jedes Druckgurtbauteils in Richtung des Steges verhindern können. Die vorstehenden Anforderungen dürfen als erfüllt angesehen werden, wenn:

- a) der Kammerbeton eines Steges in Längsrichtung mit Betonstabstahl und Bügelbewehrung und/oder Matten bewehrt ist;
- b) die Anforderungen für das Verhältnis b_c/b nach Tabelle 7.2 erfüllt sind;
- c) der Kammerbeton zwischen den Gurten nach Bild 8.12 mit dem Steg verbunden ist mittels am Steg angeschweißter Bügelbewehrung oder mittels durch Stegöffnungen gesteckter Bewehrungsstäbe mit einem Mindestdurchmesser von 6 mm und/oder an den Steg geschweißter Bolzen mit einem Durchmesser größer als 10 mm; und
- d) der Längsabstand der Bolzen auf jeder Seite des Steges bzw. der durch Öffnungen gesteckten Bewehrungsstäbe nicht größer ist als 400 mm. Der Abstand zwischen der Innenseite jedes Gurtes und der nächstgelegenen Reihe von Verbindungsmittern am Steg ist nicht größer als 200 mm. Bei Stahlprofilen mit einer größten Höhe von mindestens 400 mm und zwei oder mehr Verbindungsmitteleihen dürfen die Bolzen und/oder Stäbe durch Öffnungen versetzt angeordnet werden.

(3) Einbetonierte Stahlstege der Klasse 3 nach vorstehendem Absatz (2) dürfen wie ein wirksamer Steg des gleichen Querschnitts der Klasse 2 behandelt werden.

Tabelle 7.2 — Klassifizierung von druckbeanspruchten Stahlgurten für teilweise einbetonierte Profile

 1	 2	
$0,8 \leq \frac{b_c}{b} \leq 1,0$		
Querschnittsklasse	Querschnittstyp	Grenzwert
1	gewalzt (1) oder geschweißt (2)	$c/t \leq 9\epsilon$
2		$c/t \leq 14\epsilon$
3		$c/t \leq 20\epsilon$

8 Grenzzustände der Tragfähigkeit

8.1 Träger

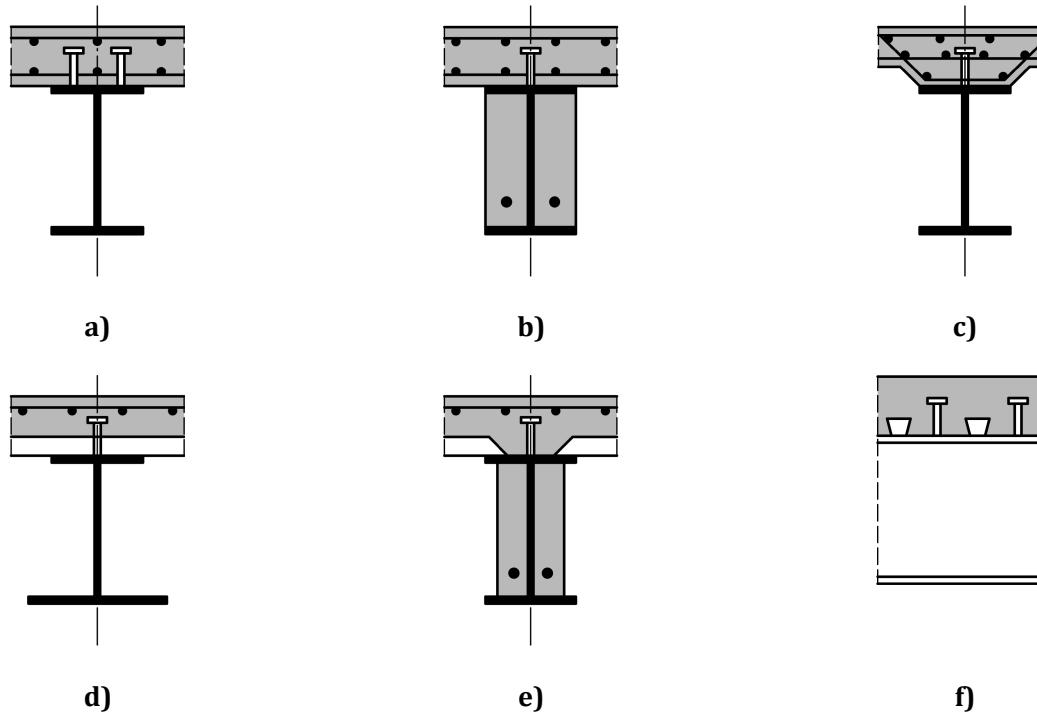
8.1.1 Allgemeines

(1) Die Bemessungstragfähigkeiten von Verbundquerschnitten bei Biegung und vertikaler Schubbeanspruchung sollten nach 8.2 für Verbundträger mit Stahlprofilen ohne Kammerbeton sowie nach 8.3 für teilweise einbetonierte Stahlprofile bestimmt werden. Für flache Deckenträger in Hochbauten siehe Anhang I.

ANMERKUNG 1 Im Allgemeinen bestehen Verbundträger aus einem Stahlquerschnitt mit einem Betongurt nach Bild 8.1.

ANMERKUNG 2 Weitere Hilfestellungen zu in Brücken eingesetzten Verbundträgern sind in EN 1994-2 angegeben, für in Hochbauten verwendete Verbundträger siehe (2).

(2) Typische Querschnittsarten für Verbundträger in Hochbauten sind in Bild 8.1 dargestellt, entweder mit Vollbetonplatte [Bild 8.1 a), Bild 8.1 b), Bild 8.1 c)] oder Verbunddecke [Bild 8.1 d), Bild 8.1 e) und Bild 8.1 f)]. Bei teilweise einbetonierten Trägern [Bild 8.1 b) und Bild 8.1 e)] ist der Steg des Stahlprofils in Stahlbeton einbetoniert und die Verdübelung wird zwischen dem Kammerbeton und den Stahlbauteilen hergestellt.

**Bild 8.1 — Typische Querschnitte von Verbundträgern**

(3) Für Verbundträger müssen folgende Nachweise geführt werden:

- Tragfähigkeit kritischer Querschnitte (8.2 und 8.3);
- Tragfähigkeit bei Biegendrillknicken (8.4);
- Tragfähigkeit bei Schubbeulen (8.2.2.4) und Tragfähigkeit von Stegen bei Querkräften (8.5);
- Längsschubtragfähigkeit (8.6);
- Ermüdungsbeständigkeit (8.7); und
- Tragfähigkeit bei Plattenbeulen bei Querschnitten der Klasse 4 (8.2.1.4).

(4) Kritische Querschnitte umfassen Profile:

- an Stellen größter Biegemomente;
- an Auflagern;
- unter konzentrierten Lasten oder Reaktionen; und
- an Stellen mit Querschnittssprüngen, die nicht durch Rissbildung des Betons verursacht werden.

(5) Ein Querschnittssprung sollte als kritischer Querschnitt betrachtet werden, wenn das Verhältnis von größerer zu kleinerer Momententragfähigkeit größer ist als 1,2.

(6) Beim Nachweis der Längsschubtragfähigkeit ergibt sich eine kritische Länge aus der Länge der Verbundfuge zwischen zwei kritischen Querschnitten. In diesem Sinne umfassen kritische Querschnitte auch Folgendes:

- freie Enden von Kragarmen; und
- Querschnitte in konischen Bauteilen, die so gewählt werden, das Verhältnis von größerer zu kleinerer plastischer Momententragfähigkeit (bei Biegebeanspruchung in dieselbe Richtung) bei jedem Paar benachbarter Querschnitte 1,5 nicht überschreitet.

(7) Die Ansätze bezüglich vollständiger und teilweiser Verdübelung sind nur bei Trägern anwendbar, bei denen die plastische Biegetragfähigkeit nach 8.2.1.2, 8.2.1.3 und 8.3.2 verwendet wird. Anwendungsgrenzen für teilweise Verdübelung sind in 8.6.3.3 angegeben.

8.1.2 Mittragende Breite bei Querschnittsnachweisen

(1) Die mittragende Breite des Betongurtes für den Querschnittsnachweis sollte nach 7.4.1.2 unter Berücksichtigung der Verteilung mittragender Breiten in Bereichen zwischen Auflagern und in Feldmitte bestimmt werden.

(2) Zur Vereinfachung bei Hochbauten darf über den gesamten Bereich mit positiver Biegebeanspruchung jedes Feldes eine konstante mittragende Breite angenommen werden. Dieser Wert darf als der Wert $b_{eff,1}$ in Feldmitte angesetzt werden. Die gleiche Annahme gilt für den gesamten Bereich negativer Biegebeanspruchung zu beiden Seiten einer Innenstütze. Dieser Wert darf als der Wert $b_{eff,2}$ am maßgebenden Auflager angesetzt werden.

8.2 Tragfähigkeiten von Trägerquerschnitten

8.2.1 Biegetragfähigkeit

8.2.1.1 Allgemeines

(1) Der Bemessungswert der plastischen Biegetragfähigkeit sollte nur dann verwendet werden, wenn die effektive Verbundquerschnittsfläche der Klasse 1 oder Klasse 2 zugeordnet wird und keine Spanngliedvorspannung erfolgt.

(2) Die elastische Biegetragfähigkeit kann auf Querschnitte aller Klassen angewendet werden. Nichtlineare Tragfähigkeit darf auf Querschnitte der Klasse 1 oder Klasse 2 angewendet werden. Bei Querschnitten der Klasse 3 darf nichtlineare Tragfähigkeit nur für zugbeanspruchten Baustahl angewendet werden.

(3) Bei der Bestimmung elastischer und nichtlinearer Tragfähigkeit darf angenommen werden, dass der Verbundquerschnitt eben bleibt, wenn die Verdübelung und die Querbewehrung unter Berücksichtigung der jeweiligen Verteilungen der Bemessungswerte der Längsschubkraft nach 8.6 bemessen werden.

(4) Die Zugfestigkeit des Betons muss vernachlässigt werden.

(5) Bei im Grundriss gekrümmten Stahlprofilen von Verbundbauteilen sollten die Auswirkungen der Krümmung berücksichtigt werden.

(6) Sind Bereiche des Untergurtes Druckbeanspruchung ausgesetzt, sollte für den Träger ein Nachweis für Biegendrillknicken nach 8.4 geführt werden.

(7) Zusätzliche Regeln für Träger in Brücken sowie Träger unter zweiachsiger Biegebeanspruchung und kombinierter Biege- und Torsionsbeanspruchung sind prEN 1994-2:2024, 8.2.1.3(1), zu entnehmen.

(8) Bei in großen Abständen angeordneten Stegöffnungen darf der Einfluss einer Öffnung auf die Momententrägfähigkeit vernachlässigt werden, wenn:

- das größte Maß der Stegöffnung kleiner ist als 10 % der Stahlprofilhöhe; und
- die Exzentrizität der Mittellinie der Öffnung bezogen auf die Mittellinie des Steges nicht größer ist als 10 % der Stahlprofilhöhe;

andernfalls sollte der Einfluss von Schnittkräften und Sekundärbiegung berücksichtigt werden.

(9) Für Öffnungen mit geringem Abstand oder in Fällen, in denen nach (8) die Auswirkungen von Öffnungen mit großem Abstand nicht vernachlässigt werden können, ist Anhang D zu verwenden.

ANMERKUNG Anhang E erweitert Anhang D auf Stegöffnungen in Trägern, bei denen die Biegesteifigkeit der Platte von Bedeutung ist.

8.2.1.2 Plastische Momententrägfähigkeit $M_{pl,Rd}$ eines Verbundquerschnitts

(1) Die Berechnung von $M_{pl,Rd}$ sollte auf folgenden Annahmen beruhen:

- a) vollständige Interaktion von Baustahl, Betonstahl und Beton muss vorliegen;
- b) die effektive Querschnittsfläche des Baustahlelements muss Zug- oder Druckspannungen bis zum Bemessungswert der Streckgrenze f_yd ausgesetzt werden;
- c) die effektiven Querschnittsflächen der zug- und druckbeanspruchten Längsbewehrung müssen Zug- oder Druckspannungen bis zum Bemessungswert der Streckgrenze f_{sd} ausgesetzt werden. Alternativ dazu darf druckbeanspruchter Betonstahl in einer Betonplatte vernachlässigt werden; und
- d) die effektive Querschnittsfläche des druckbeanspruchten Betons muss eine Spannung f_{cd} aufnehmen, die über die gesamte Höhe zwischen der plastischen Nulllinie und der am stärksten druckbeanspruchten Faser im Beton konstant ist, wobei f_{cd} der Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 5.1(3) ist.

Typische plastische Spannungsverteilungen sind in Bild 8.2 dargestellt.

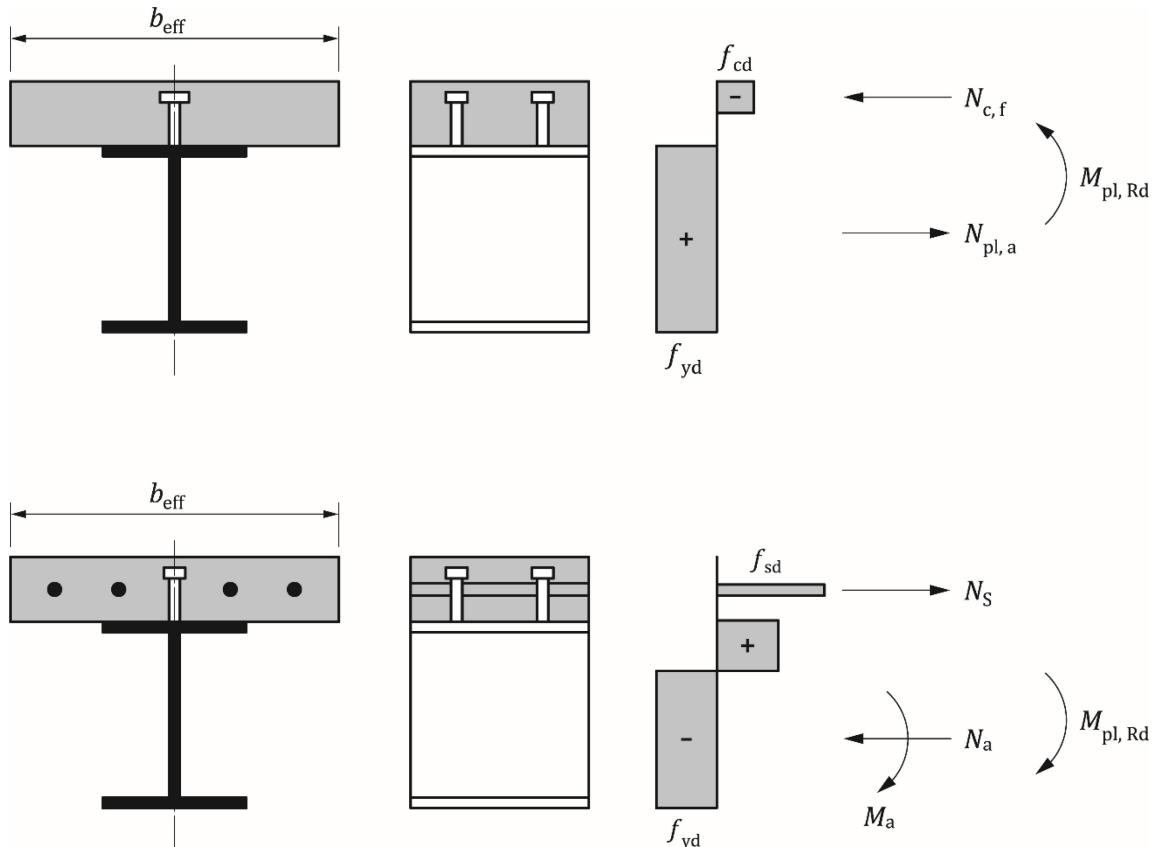
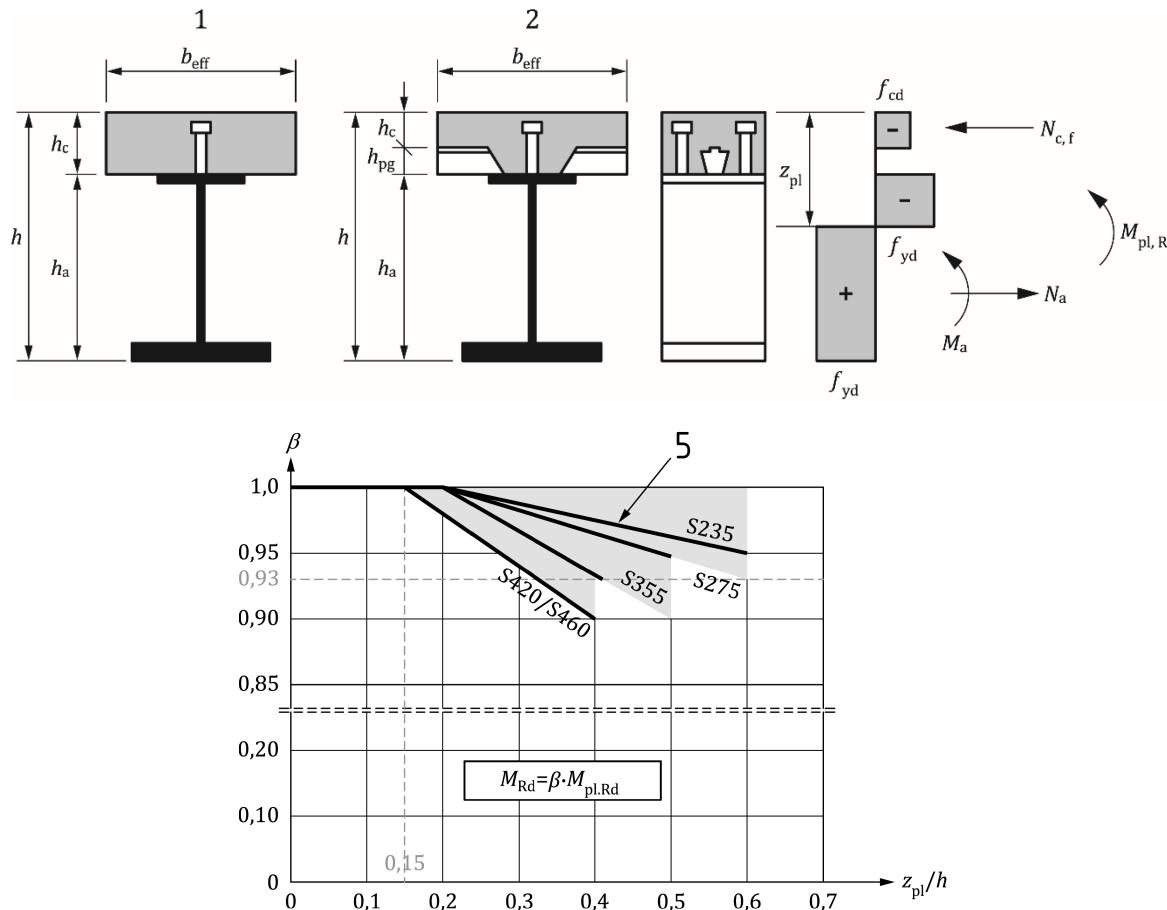


Bild 8.2 — Beispiele für plastische Spannungsverteilungen bei einem Verbundträger mit Vollbetonplatte und vollständiger Verdübelung unter positiver und negativer Biegebeanspruchung

(2) Zur Vermeidung von Betonversagen vor Erreichen der plastischen Momententrägfähigkeit, wenn das Verhältnis z_{pl}/h größer als der Wert von 0,2 für eine Stahlsorte nicht höher als S355 bzw. größer als der Wert 0,15 für die Stahlsorten S420/S460 ist, sollte die Biegeträgfähigkeit $M_{pl,Rd}$:

- nach 8.2.1.5 bestimmt werden.
- alternativ zur Vereinfachung dem Bemessungswert der Momententrägfähigkeit M_{Rd} eines Verbundträgers entsprechen, welcher die folgenden Bedingungen erfüllt:
 - Betonklasse C20/25 bis C50/60;
 - $(h_c + h_{pg})/h_a$ liegt im Bereich zwischen 0,15 und 0,7;
 - die Gesamthöhe eines Profilbleches h_{pg} ist kleiner als 135 mm;
 - das Verhältnis der Flächen des Ober- und des Untergurtes A_{ft}/A_{fb} ist kleiner als 1,0;
 - das Verhältnis der Flächen des Ober- und des Untergurtes A_{fb}/A_{ft} ist kleiner als 3,0;

der Wert darf angesetzt werden als $\beta M_{pl,Rd}$, wobei β der in Bild 8.3 angegebene Abminderungsfaktor ist. Das Maß z_{pl} ist der Abstand zwischen der plastischen Nulllinie, der unter der Annahme vollständiger Interaktion zwischen Stahl und Beton bestimmt wird, und der Randfaser des druckbeanspruchten Betongurtes, wobei h die Gesamthöhe des Bauteils ist. Bei Querschnitten mit mehr als einer Stahlsorte sollte die höchste Stahlsorte verwendet werden.

**Legende**

- 1 Verbundträger, Betongurt mit Vollbetonplatte
- 2 Verbundträger, Betongurt mit über dem Träger gestoßenen Profilblechen oder teilweise vorgefertigten Betonelementen
- 3 Verbundträger, Betongurt mit über dem Träger nicht gestoßenen Profilblechen
- 4 Abminderungsfaktor β
- 5 Anwendungsbereich vereinfachter Momentenabminderung um Beiwert β

Bild 8.3 — Abminderungsfaktor β für $M_{pl,Rd}$

(3) Bei Einhaltung der Bedingungen nach (2)b darf der Beiwert β als 1,0 angesetzt werden, wenn:

- a) die Drucktragfähigkeit des gesamten Betongurtes mindestens der zweifachen vollplastischen Tragfähigkeit $N_{pl,a}$ des Stahlprofils entspricht; oder
- b) alle der folgenden Bedingungen erfüllt sind:
 - es handelt sich um ein IPE-, HEAA-, HEA-, HEB-, UB-Profil oder ein geschweißtes Profil mit vergleichbarer Geometrie;
 - die Stahlsorte ist nicht höher als S355;
 - die Höhe des Stahlprofils h_a ist nicht kleiner als die 2,5-fache Höhe des Betongurtes ($h_c + h_{pg}$);
 - die mittragende Breite der Betongurte ist nicht kleiner als 1,5 m;

- Printed copies are uncontrolled
- die plastische Nulllinie unter der Annahme vollständiger Interaktion liegt nicht unterhalb des Obergurtes des Stahlprofils; und
 - der Betongurt wird entweder als Vollprofil oder mit Profilblechen und einer Betonhöhe h_c von mindestens 70 mm angenommen.

(4) Bei Einhaltung aller Bedingungen nach (3)b mit der Ausnahme, dass die mittragende Breite des Betongurtes kleiner als 1,0 m (jedoch nicht kleiner als 0,5 m) ist, sollte die Momententragsfähigkeit M_{Rd} nach (3)b mit einem zusätzlichen Abminderungsfaktor von 0,90 verwendet werden.

(5) Bei Verwendung der plastischen Tragfähigkeit sollte zugbeanspruchte Bewehrung 7.5.1(5) entsprechen.

(6) Bei Hochbauten sollten Profilbleche vernachlässigt werden.

8.2.1.3 Plastische Momententragsfähigkeit von Profilen mit teilweiser Verdübelung in Hochbauten

(1) Bei Verbundträgern für Hochbauten darf in positiven Biegebereichen eine teilweise Verdübelung nach 8.6.1 und 8.6.3 verwendet werden.

(2) Sofern nicht anders nachgewiesen, sollte die plastische Momententragsfähigkeit bei negativer Biegebeanspruchung nach 8.2.1.2 bestimmt werden und angemessene Verdübelung sollte vorgesehen werden, um Fließen der zugbeanspruchten Bewehrung sicherzustellen.

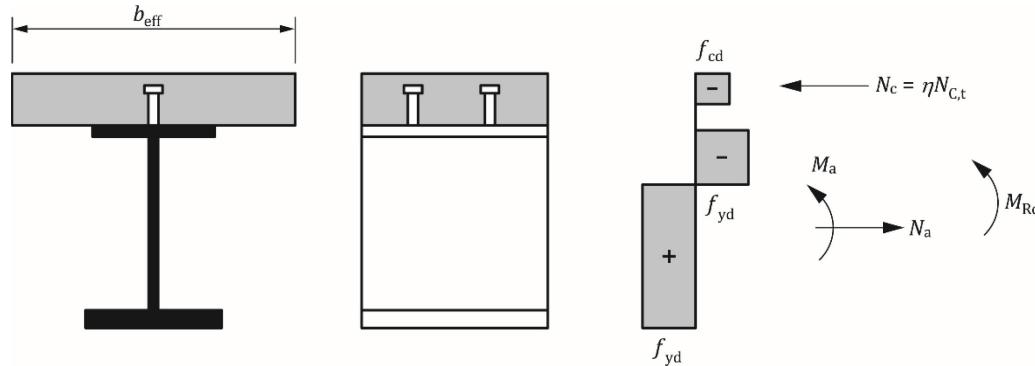
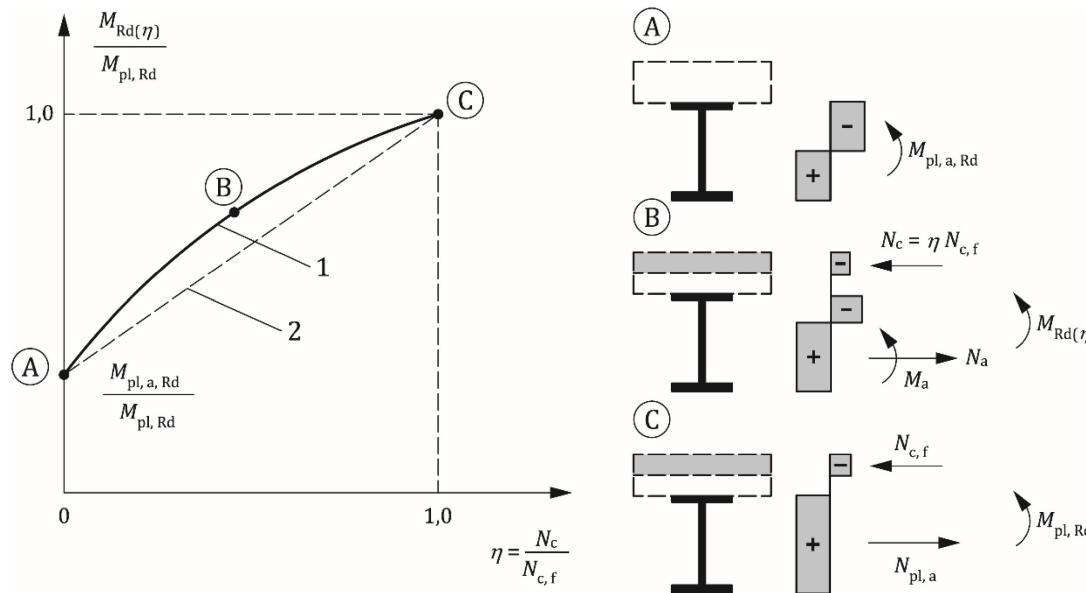


Bild 8.4 — Plastische Spannungsverteilung bei teilweiser Verdübelung unter positiver Biegebeanspruchung

(3) Bei Verwendung von Schubverbünden der Duktilitätskategorien D2 und D3 nach Tabelle 5.1 darf die Momententragsfähigkeit des kritischen Trägerquerschnitts M_{Rd} nach starr-plastischer Theorie entsprechend 8.2.1.2(1) mit der Ausnahme berechnet werden, dass ein abgeminderter Wert der Druckkraft im Betongurt N_c statt der Kraft $N_{c,f}$ nach 8.2.1.2(1)d verwendet werden sollte. Das Verhältnis $\eta = N_c/N_{c,f}$ ist der Verdübelungsgrad.

Die Lage der plastischen Nulllinie im Betongurt sollte anhand der Kraft N_c bestimmt werden (siehe Bild 8.4). Es liegt eine zweite plastische Nulllinie im Stahlprofil vor, die für die Klassifizierung des Steges verwendet werden sollte.

**Legende**

- 1 Plastizitätstheorie
- 2 vereinfachtes Verfahren

Bild 8.5 — Zusammenhang zwischen $M_{Rd}(\eta)$ und N_c (für duktile Schubverbinder)

(4) Der Zusammenhang zwischen M_{Rd} und N_c nach (3) wird qualitativ beschrieben durch die konvexe Kurve ABC nach Bild 8.5, wobei $M_{pl,a,Rd}$ und $M_{pl,Rd}$ die Bemessungswerte der plastischen Momententrägfähigkeit bei positiver Biegebeanspruchung des Baustahlprofils allein bzw. des Verbundprofils mit vollständiger Verdübelung sind.

(5) Bei dem Verfahren nach (3) darf ein konservativer Wert von M_{Rd} nach Gleichung (8.1) entsprechend der Gerade AC (Linie 2) nach Bild 8.5 bestimmt werden:

$$M_{Rd}(\eta) = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (8.1)$$

(6) Ist eine Abminderung der plastischen Momententrägfähigkeit $M_{pl,Rd}$ nach 8.2.1.2(2) erforderlich, darf in Abwesenheit erweiterter Verfahren, z. B. nach 8.2.1.5, 8.2.1.6 und 8.6.2, die Momententrägfähigkeit M_{Rd} mit teilweiser Verdübelung nach (7) bestimmt werden. Die in diesem Unterabschnitt festgelegten Anforderungen werden in Bild 8.6 durch die Linien 4 bzw. 6 dargestellt. Die Anforderungen nach (7) gelten ausschließlich für Träger, deren plastische Nulllinie für vollständige Verdübelung nicht unterhalb des oberen Stahlgurtes liegt.

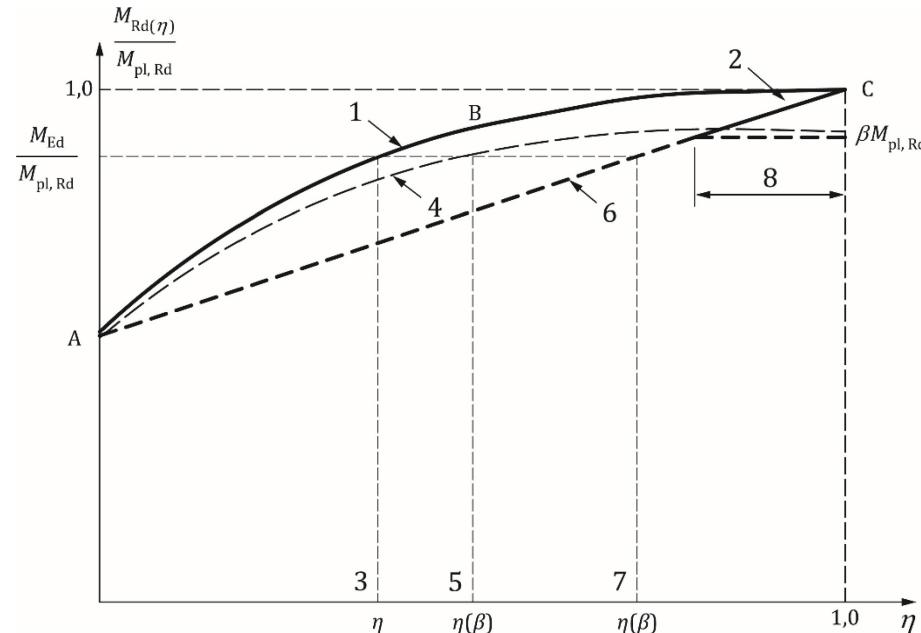
(7) Die Abminderung der Momententrägfähigkeit darf als proportional zum Verdübelungsgrad angesetzt werden. Der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit bei teilweiser Verdübelung darf, wenn β nach 8.2.1.2(2) zutrifft, für Querschnitte berechnet werden, indem die nach (3) und (4) (Kurve 1) nach Bild 8.6 berechnete Momententrägfähigkeit um einen Beiwert $(1 - (1 - \beta)\eta)$ abgemindert wird, um den Bemessungswert der Momententrägfähigkeit durch Rotation von Kurve 1 zu Kurve 4 zu erhalten. Alternativ kann Kurve 6 verwendet werden.

An dem Punkt, an dem die Kurve die Momententrägfähigkeit $\beta M_{pl,Rd}$ erreicht, sollte für den Verdübelungsgrad $\eta = 1,0$ gelten.

Dabei ist

β der Abminderungsfaktor nach 8.2.1.2(2) beruhend auf der Höhe der plastischen Nulllinie für das Profil mit vollständiger Verdübelung;

η das Verhältnis $N_c/N_{c,f}$ nach (3).



Legende

- 1 Teilverbundtheorie auf Grundlage der Plastizitätstheorie ($\beta = 1$) nach 8.2.1.3(4)
- 2 Teilverbundtheorie auf Grundlage des vereinfachten Verfahrens ($\beta = 1$) nach 8.2.1.3(5)
- 3 Verdübelungsgrad unter Anwendung von Kurve 1 nach 8.2.1.3(4) für $\beta = 1$
- 4 teilweise Verdübelung bei $\beta < 1$ auf Grundlage der Theorie angenäherter Dehnungsbegrenzung nach 8.2.1.3(7)
- 5 Verdübelungsgrad unter Anwendung von Kurve 4 nach 8.2.1.3(7) für $\beta < 1$
- 6 Teilverbundtheorie bei $\beta < 1$ auf Grundlage der alternativen Theorie angenäherter Dehnungsbegrenzung nach 8.2.1.3(7)
- 7 Verdübelungsgrad unter Anwendung von Kurve 6 nach 8.2.1.3(7) für $\beta < 1$
- 8 bei Anwendung von Kurve 6 nach 8.2.1.3(7) für diese Zone gilt für den Verdübelungsgrad $\eta = 1,0$

Bild 8.6 — Beziehung zwischen M_{Rd} und η bei Anwendbarkeit des Beiwertes β (für duktile Schubverbinder)

8.2.1.4 Elastische Momententragfähigkeit

(1) Spannungen sollten nach Elastizitätstheorie unter Verwendung der mittragenden Breite des Betongurtes nach 8.1.2 berechnet werden. Für Querschnitte der Klasse 4 sollte die effektive Querschnittsfläche des Baustahlprofils nach FprEN 1993-1-5:2023, 6.3, bestimmt werden.

(2) Bei der Berechnung der elastischen Biegetragfähigkeit auf Grundlage der effektiven Querschnittsfläche sollten die Grenzspannungen wie folgt angesetzt werden:

- f_{cd} für Beton unter Druckbeanspruchung [siehe 5.1(2)];
- f_{yd} für Baustahl unter Zug- oder Druckbeanspruchung [siehe 5.3];
- f_{sd} für Betonstahl unter Zug- oder Druckbeanspruchung [siehe 5.2]. Alternativ darf druckbeanspruchter Betonstahl in einer Betonplatte vernachlässigt werden.

(3) Spannungen infolge von Einwirkungen auf den Baustahlquerschnitt allein müssen zu den Spannungen infolge von Einwirkungen auf das Verbundbauteil addiert werden.

(4) Sofern kein genaueres Verfahren angewendet wird, sollte die Auswirkung von Kriechen durch Verwendung eines Elastizitätsmodulverhältnisses nach 7.4.2.2 berücksichtigt werden.

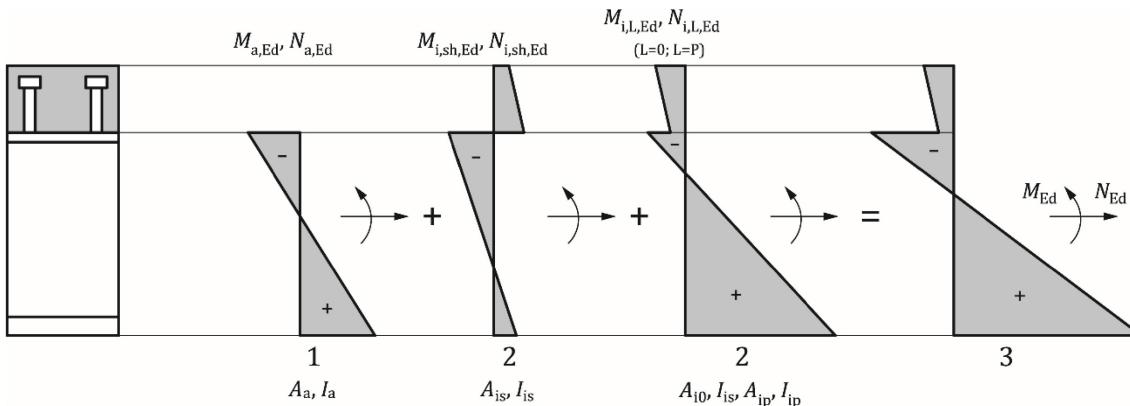
(5) Bei Querschnitten mit zugbeanspruchtem Beton, die als gerissen angenommen werden, dürfen die Spannungen aus primären (isostatischen) Auswirkungen von Schwinden vernachlässigt werden.

(6) Die elastische Biegetragfähigkeit $M_{el,Rd}$ ist durch Gleichung (8.2) gegeben. Auswirkungen infolge Belastungsabfolge, Temperatur und Vorspannung sollten berücksichtigt werden.

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k_{el} M_{i,Ed} \quad (8.2)$$

Dabei ist/sind

$M_{a,Ed}, N_{a,Ed}$	die Bemessungswerte der Momententragfähigkeit bzw. der einwirkenden Normalkraft bei Anwendung auf das Baustahlprofil vor Erreichen der Verbundwirkung;
$M_{i,Ed}$	die Summe aller zeitabhängigen Momente $\sum M_{i,L,Ed}$ und Auswirkungen von Normalkräften $\sum N_{i,L,Ed} z_i$ bei Anwendung auf die ideellen Verbundquerschnitte bei Bestimmung nach 7.4.2 mit:
$M_{i,0,Ed}, N_{i,0,Ed}$	das Biegemoment bzw. die Normalkraft aus nicht ständigen Einwirkungen auf den ideellen Verbundquerschnitt;
$M_{i,P,Ed}, N_{i,P,Ed}$	das Biegemoment bzw. die Normalkraft aus ständigen Einwirkungen auf den ideellen Verbundquerschnitt;
$M_{i,D,Ed}, N_{i,D,Ed}$	das Biegemoment bzw. die Normalkraft aus Vorspannung durch behinderte Verformung des ideellen Verbundquerschnitts;
$M_{i,sh,Ed}, N_{i,sh,Ed}$	das Biegemoment bzw. die Normalkraft infolge Schwinden des ideellen Verbundquerschnitts;
$M_{i,PT,Ed}, N_{i,PT,Ed}$	das Biegemoment bzw. die Normalkraft bei Entwicklung über die Zeit infolge Kriechen [indirekte Einwirkung, siehe 7.4.2.2(6)];
k_{el}	der kleinste Beiwert, mit dem eine Spannungsgrenze nach (2) erreicht wird.

**Legende**

- 1 auf Stahlprofil
- 2 Verbundprofil
- 3 resultierende Spannungen auf Verbundprofil

Bild 8.7 — Elastische Spannungsverteilung unter positiver Biegebeanspruchung bei Verbundprofilen ohne Vorspannung

(7) Für Hochbauten darf die Bestimmung von $\Sigma M_{i,L,Ed}$ nach 7.4.2.2(11) vereinfacht werden.

(8) Sind Bereiche des Untergurtes Druckbeanspruchung ausgesetzt, sollte für den Träger ein Nachweis bezüglich Biegedrillknicken nach 8.4 geführt werden.

(9) Für nach FprEN 1993-1-5:2023, Abschnitt 6, bemessene Verbundträger mit Querschnitten der Klasse 4 sollte die Summe der Spannungen in einem Querschnitt aus unterschiedlichen Bauausführungs- und Nutzungsphasen bei der Berechnung der wirksamen Stahlquerschnittsfläche zum betrachteten Zeitpunkt verwendet werden. Diese effektiven Querschnittsflächen sollten für den Nachweis der Spannungen im Verbundquerschnitt in unterschiedlichen Bauausführungs- und Nutzungsphasen verwendet werden.

(10) Zusätzliche Regeln zur Berücksichtigung von Spannstahl sind EN 1994-2 zu entnehmen.

8.2.1.5 Nichtlineare Tragfähigkeit auf der Grundlage von Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

(1) Bei Bestimmung der Biegetragfähigkeit eines Verbundquerschnitts der Klassen 1 bis 3 anhand eines nichtlinearen Verfahrens müssen die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Baustoffe und die Auswirkungen des Bauausführungsverfahrens (z. B. mit oder ohne Eigengewichtsverbund) berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 1 Wird die Dehngrenze im Beton vor der Streckgrenze im unteren Stahlgurt erreicht, sind Auswirkungen infolge Belastungsabfolge, Temperatur und Vorspannung zu berücksichtigen.

ANMERKUNG 2 Kriechen und Schwinden sind zu berücksichtigen, wenn sie zu ungünstigen Auswirkungen führen.

(2) Es sollte angenommen werden, dass der Verbundquerschnitt eben bleibt und die Dehnung in der im Verbund liegenden Bewehrung sowohl für Zug als auch für Druck gleich der mittleren Dehnung im umgebenden Beton ist.

ANMERKUNG Bei erweiterten Verfahren auf der Grundlage von Spannungs-Dehnungs-Kurven wird in Bezug auf die Momententragsfähigkeit und die zugehörige Betondruckkraft N_c für vollständige Schubinteraktion angenommen, dass der Verbundquerschnitt eben bleibt. Bei teilweiser Schubinteraktion wird die Unregelmäßigkeit der Dehnung zwischen Betongurt und Stahlprofil bei Bestimmung der Momententragsfähigkeit und der zugehörigen Betondruckkraft N_c berücksichtigt.

(3) Die Spannungen in druckbeanspruchtem Beton dürfen anhand der Spannungs-Dehnungs-Kurven nach EN 1992-1-1:2023, 8.1.2, sowie der Anforderung nach EN 1992-1-1:2023, 8.1.1, ermittelt werden. Alternativ dazu darf die Spannungs-Dehnungs-Kurve für Beton nach EN 1992-1-1:2023, 5.1.6, ermittelt werden; dabei muss f_{cm} durch den Bemessungswert der Druckfestigkeit f_{cd} sowie E_{cm} durch E_{cd} nach EN 1992-1-1:2023, 7.4.3.3(3), ersetzt werden.

(4) Betonstahlspannungen sollten anhand der bilinearen Diagramme nach EN 1992-1-1:2023, 5.2.4, ermittelt werden.

(5) Die Baustahlspannungen sollten anhand des bilinearen Diagramms nach EN 1993-1-1:2022, 7.4.3(3), oder anhand der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach prEN 1993-1-14:2023, 5.3.2, ermittelt werden.

8.2.1.6 Nichtlineare Biegetragfähigkeit

(1) Für Verbundquerschnitte der Klasse 1 und Klasse 2 mit druckbeanspruchtem Betongurt darf die nichtlineare Biegetragfähigkeit M_{Rd} in Abhängigkeit von der Betondruckkraft N_c unter Verwendung der vereinfachten Gleichung (8.3) und Gleichung (8.4) entsprechend der Darstellung in Bild 8.8 berechnet werden.

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{für } N_c \leq N_{c,el} \quad (8.3)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{für } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (8.4)$$

Dabei ist

$M_{el,Rd}$ wie in 8.2.1.4 definiert;

$M_{a,Ed}$ der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit bei auf das Baustahlprofil einwirkendem Biegemoment vor Erreichen der Verbundverhaltens;

$M_{pl,Rd}$ die plastische Momententrägfähigkeit eines Verbundquerschnitts nach 8.2.1.2;

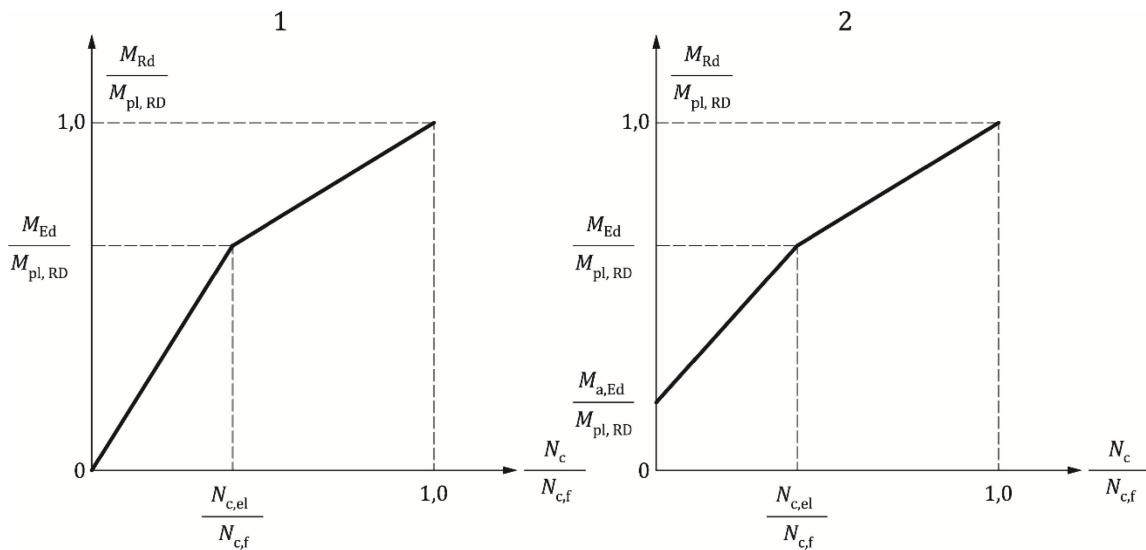
$N_{c,el}$ die Druckkraft im Betongurt entsprechend Moment $M_{el,Rd}$;

N_c die Druckkraft im Betongurt;

$N_{c,f}$ der Bemessungswert der Normaldruckkraft im Betongurt mit vollständiger Verdübelung.

(2) Bei Querschnitten, auf die 8.2.1.2(2) zutrifft, sollte in Gleichung (8.3) und in Bild 8.8 statt $M_{pl,Rd}$ der abgeminderte Wert $\beta M_{pl,Rd}$ oder die nichtlineare Momententrägfähigkeit unter Annahme vollständiger Interaktion verwendet werden.

(3) Zusätzliche Regeln zur Berücksichtigung von Vorspannung sind EN 1994-2 zu entnehmen.

**Legende**

- 1 Träger mit Eigengewichtsverbund
2 Träger ohne Eigengewichtsverbund

Bild 8.8 — Vereinfachte Beziehung zwischen M_{Rd} und N_c für Profile mit druckbeanspruchter Betonplatte

8.2.2 Tragfähigkeit bei vertikaler Schubbeanspruchung

8.2.2.1 Anwendungsbereich

(1) 8.2.2 gilt für Verbundträger mit gewalztem oder geschweißtem Baustahlprofil und Vollprofilstegen, die ausgesteift sein dürfen.

ANMERKUNG 1 Zusätzliche Regeln für Brücken sind EN 1994-2 zu entnehmen.

ANMERKUNG 2 Zusätzliche Regeln für Träger mit Stegöffnungen sind in Anhang D und Anhang E angegeben.

8.2.2.2 Plastische Tragfähigkeit bei vertikaler Schubbeanspruchung

(1) Die Schubtragfähigkeit eines Verbundträgers ohne Kammerbeton sollte bestimmt werden als die Tragfähigkeit $V_{pl,a,Rd}$ des Baustahlprofils nach EN 1993-1-1:2022, 8.2.6, sofern kein Wert für einen Beitrag aus dem Stahlbetonabschnitt des Trägers ermittelt wurde. Bei Zusammenwirken eines Torsionsmoments mit einer Schubkraft sollte die plastische Schubtragfähigkeit von $V_{pl,a,Rd}$ auf $V_{pl,a,T,Rd}$ nach EN 1993-1-1:2022, 8.2.7(9), verringert werden.

(2) Der Beitrag des Betongurtes zur Schubbeanspruchung darf bei der Bestimmung des Bemessungswertes der Schubtragfähigkeit für Querschnitte der Klasse 1 oder Klasse 2 nur dann berücksichtigt werden, wenn eine angemessene Verdübelung nach 8.6 vorgesehen ist. Die Schubverbinder sollten für zusätzliche Belastung infolge der Übertragung vertikaler Schubkräfte bemessen werden. Wenn nur der Stahlabschnitt mit dem Auflager verbunden ist, sollte der Beitrag des Betons vernachlässigt werden.

ANMERKUNG 1 Bei Berücksichtigung eines Beitrags des Betongurtes zur vertikalen Schubtragfähigkeit sind komplexere Bemessungsverfahren unter Einbeziehung des nichtlinearen Verhaltens der Baustoffe und des Schubverbinder sowie Nachweise der Schubtragfähigkeit der effektiven Betonquerschnittsfläche erforderlich.

ANMERKUNG 2 Zusätzliche Regeln für flache Deckenträger sind in Anhang I angegeben.

8.2.2.3 Elastische Schubtragfähigkeit

(1) Die elastische Tragfähigkeit darf für alle Querschnittsklassen angenommen werden. Bei Querschnitten der Klasse 4 sollte die nach EN 1993-1-5 bestimmte effektive Querschnittsfläche des Baustahlprofils verwendet werden.

(2) Bei der Bemessung nach Elastizitätstheorie sollte die Schubtragfähigkeit nach EN 1993-1-1:2022, 8.2.6(4) unter Berücksichtigung der Auswirkungen von Bauabfolge, Kriechen, Schwinden, Temperatur und Vorspannung nachgewiesen werden. Das statische Flächenmoment und das Flächenträgheitsmoment, die für den Nachweis zu verwenden sind, sollten zeitabhängige Eigenschaften auf Grundlage des Elastizitätsmodulverhältnisses nach 7.4.2.2 sein.

8.2.2.4 Tragfähigkeit bei Schubbeulen

(1) Die Tragfähigkeit bei Schubbeulen $V_{b,Rd}$ eines nicht einbetonierten Stahlsteges sollte nach FprEN 1993-1-5:2023, Abschnitt 7, bestimmt werden, wenn der bezogene Schlankheitsgrad des Steges der Bedingung entsprechend Gleichung (8.27) nach EN 1993-1-1:2022, 8.2.6(6), entspricht.

(2) Der Beitrag der Betonplatte zur Schubbeanspruchung sollte nicht berücksichtigt werden, sofern kein genauerer als das Verfahren nach FprEN 1993-1-5:2023, Abschnitt 7, angewendet wird und sofern nicht die Verdübelung für die maßgebende Vertikalkraft bemessen wird.

(3) Bei Anwendung von FprEN 1993-1-5:2023, 7.4(1), für einen Träger mit einem einzelnen Verbundgurt dürfen die Maße des Gurtes ohne Verbundbauweise verwendet werden, auch wenn es sich dabei um den größeren Stahlgurt handelt. Die Normalkraft N_{Ed} nach FprEN 1993-1-5:2023, 7.4(2), sollte als die auf das Verbundprofil einwirkende Normalkraft angesetzt werden. Für den Verbundgurt sollte die effektive Querschnittsfläche verwendet werden.

8.2.2.5 Biegung und vertikale Schubbeanspruchung

(1) Die Interaktion zwischen auf das Baustahlprofil einwirkender Schubkraft und Auswirkungen von Biegebeanspruchung sollte nach EN 1993-1-1:2022, 8.2.8, oder nach FprEN 1993-1-5:2023, Abschnitt 9, berücksichtigt werden. Wurde kein Beitrag des Stahlbetonabschnitts eines Trägers ermittelt, ist $V_{a,Ed}$ gleich der auf das Verbundprofil einwirkenden Schubkraft V_{Ed} .

Wenn die vertikale Schubkraft V_{Ed} größer ist als $\eta_V \cdot V_{a,Rd}$, wobei $V_{a,Rd}$ durch $V_{pl,a,Rd}$ nach 8.2.2.2 oder $V_{b,Rd}$ nach 8.2.2.4 gegeben ist (der kleinere Wert gilt), sollte ihre Auswirkung auf die Momententragfähigkeit berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Der Wert für η_V beträgt 0,5, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

(2) Für Querschnitte der Klasse 1 oder Klasse 2 darf der Einfluss der vertikalen Schubbeanspruchung auf die Biegetragfähigkeit unter Verwendung eines verringerten Bemessungswertes der Stahlfestigkeit $(1 - \rho) f_{yd}$ in der Schubfläche nach Bild 8.9 berücksichtigt werden, wobei der Wert von ρ EN 1993-1-1:2022, 8.2.8 oder 8.2.10(3), entspricht. Für die Bemessung nach Elastizitätstheorie sollten die Belastungsabfolge, Auswirkungen von Kriechen und Schwinden, von Vorspannung und Temperatur berücksichtigt werden. Für Querschnitte, die nicht Schubbeulen ausgesetzt sind, können die Spannungen infolge Biege- und Schubbeanspruchung entsprechend den Angaben nach EN 1993-1-1:2022, 8.2.1(4) und 8.2.1(5), berücksichtigt werden. Bei Querschnitten der Klasse 4 sollte das wirksame Stahlprofil nach EN 1993-1-5 bestimmt werden.

(4) Für Querschnitte der Klassen 3 und 4, bei denen Schubbeulen nach FprEN 1993-1-5:2023, 9.1, zu berücksichtigen ist, sollte V_{Ed} gleich $V_{a,Ed}$ angesetzt werden, wenn der Beitrag der Betonplatte nach 8.2.2.4(2) nicht berücksichtigt wird.

(5) Für die Berechnung von $M_{f,Rd}$ nach FprEN 1993-1-5:2023, 9.1(1), sollte der Bemessungswert der plastischen Biegetragfähigkeit des wirksamen Verbundprofils, mit Ausnahme des Stahlsteges, verwendet werden.

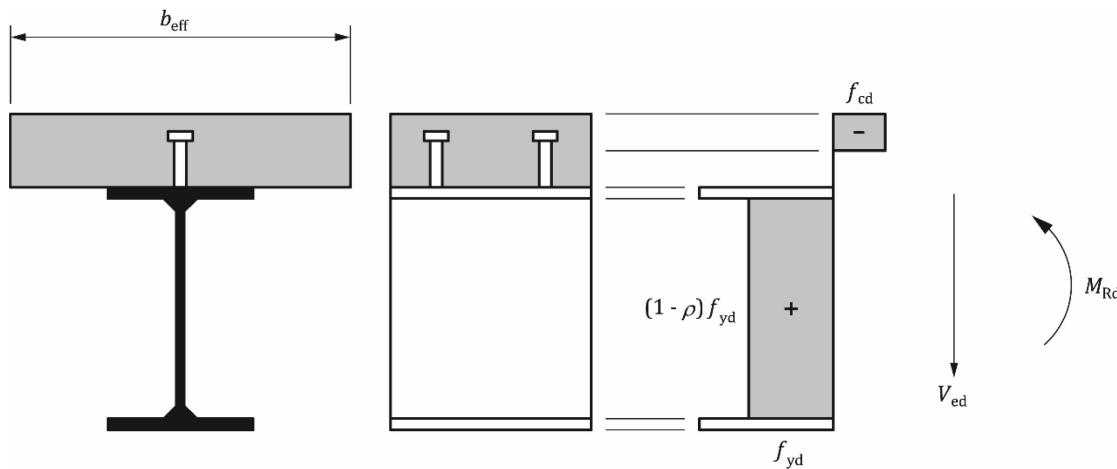


Bild 8.9 — Plastische Spannungsverteilung modifiziert durch die Auswirkung vertikaler Schubbeanspruchung

8.3 Querschnittstragfähigkeit von teilweise einbetonierten Trägern für Hochbauten

8.3.1 Anwendungsbereich

(1) Teilweise einbetonierte Träger sind in 8.1.1(2) definiert. Ein Betongurt kann auch Bestandteil des wirksamen Querschnitts eines Verbundträgers sein, sofern er mittels Verdübelung am Stahlprofil nach 8.6 angebracht ist. Typische Querschnitte sind in Bild 8.10 dargestellt.

ANMERKUNG Zusätzliche Regeln für flache Deckenträger sind in Anhang I angegeben.

(2) 8.3 ist anwendbar auf teilweise einbetonierte Querschnitte der Klasse 1 oder Klasse 2, sofern d_w/t_w nicht größer als 124ε ist.

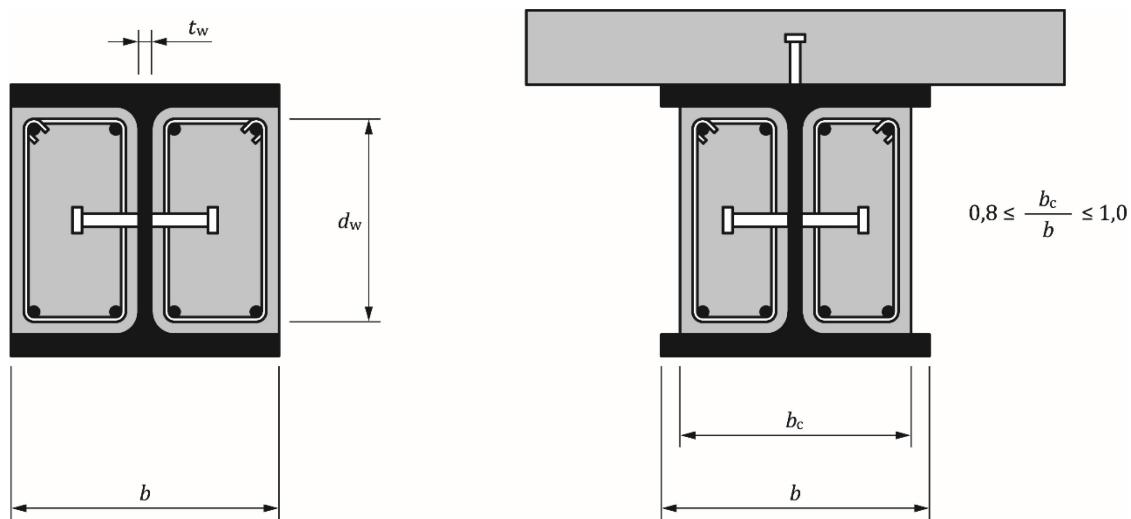


Bild 8.10 — Typische Querschnitte von teilweise einbetonierten Trägern

8.3.2 Biegetragfähigkeit

(1) Zwischen dem Baustahlprofil und dem Kammerbeton des Steges sollte eine vollständige Verdübelung nach 8.6 vorgesehen werden.

(2) Der Bemessungswert der Momententrägertafel darf für Querschnitte der Klasse 1 und Klasse 2 nach der Plastizitätstheorie bestimmt werden. Druckbeanspruchter Betonstahl im Kammerbeton darf vernachlässigt werden.

ANMERKUNG Einige Beispiele für typische plastische Spannungsverteilungen sind in Bild 8.11 dargestellt.

(3) Teilweise Verdübelung darf für die Druckkraft in einer Betonplatte, die Bestandteil des wirksamen Querschnitts ist, verwendet werden. Für die Bewehrung in zugbeanspruchten Betonquerschnitten sollte vollständige Verdübelung vorgesehen werden.

(4) Bei Einsatz teilweiser Verdübelung mit Schubverbindern der Duktilitätskategorie D2 oder D3 nach 5.4.2.1 sollte die plastische Momententrägertafel des Trägers nach 8.3.2(2) und 8.2.1.2(1) mit der Ausnahme berechnet werden, dass ein abgeminderter Wert der Druckkraft in der Betonplatte oder Verbunddecke N_c entsprechend 8.2.1.3(3), (4) und (5) verwendet werden sollte.

(5) Ist das Verhältnis z_{pl}/h größer als der Wert nach 8.2.1.2(2), sollte die Biegetragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ nach 8.2.1.4 oder 8.2.1.5 unter Vernachlässigung zugbeanspruchter Betonquerschnitte bestimmt werden. Alternativ dazu darf der Bemessungswert der Momententrägertafel M_{Rd} von Verbundträgern, welche die Bedingungen nach Bild 8.3 erfüllen, als $\beta M_{pl,Rd}$ angesetzt werden, wobei β der Abminderungsfaktor nach Bild 8.3 ist.

(6) Ist eine Abminderung der Momententrägertafel $M_{pl,Rd}$ nach 8.3.2(5) und 8.2.1.2(2) erforderlich, darf die Betondruckkraft N_c für teilweise Verdübelung des Betongurtes mittels Annäherung nach 8.2.1.3(7) bestimmt werden, wenn die plastische Nulllinie im Betongurt oberhalb des Stahlprofils liegt.

(7) Wird die Biegetragfähigkeit eines Verbundquerschnitts anhand der nichtlinearen Tragfähigkeit bestimmt, siehe 8.2.1.5 oder 8.2.1.6.

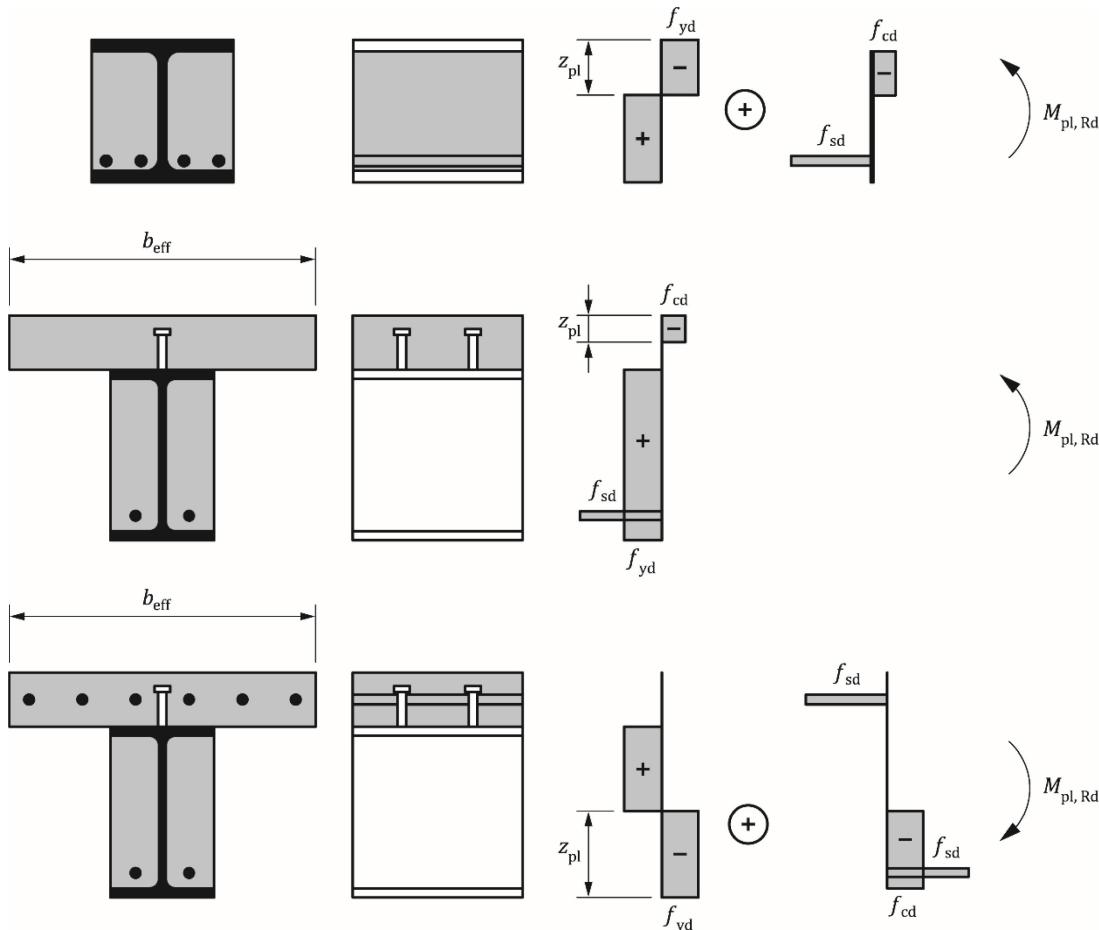


Bild 8.11 — Beispiele für plastische Spannungsverteilungen bei wirksamen Querschnitten

8.3.3 Tragfähigkeit bei vertikaler Schubbeanspruchung

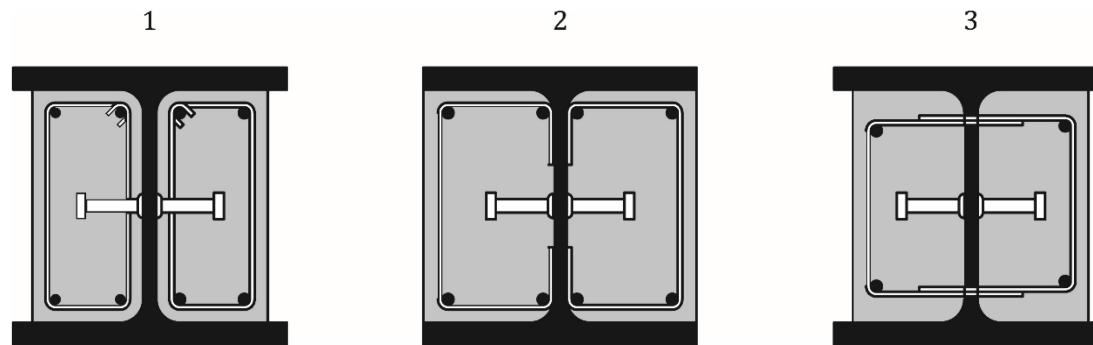
(1) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Baustahlprofils $V_{pl,a,Rd}$ sollte nach der Plastizitätstheorie entsprechend 8.2.2.2 bestimmt werden.

(2) Der Beitrag des Kammerbetons eines Steges zur Schubbeanspruchung darf bei der Bestimmung des Bemessungswertes der Schubtragfähigkeit eines Querschnitts berücksichtigt werden, wenn Bügelbewehrung nach Bild 8.12 verwendet wird. Zwischen Kammerbeton und Baustahlprofil sollte eine geeignete Verdübelung vorgesehen werden. Wenn die Bügelbewehrung des Kammerbetons aus offenen Bügeln besteht, sollten diese voll kraftschlüssig an den Steg angeschweißt werden. Andernfalls sollte der Beitrag der Schubbewehrung vernachlässigt werden.

(3) Wenn keine genauere Berechnung erfolgt, darf die Aufteilung der gesamten vertikalen Schubbeanspruchung V_{Ed} in die Anteile $V_{a,Ed}$ und $V_{c,Ed}$, die auf das Stahlprofil bzw. den Kammerbeton des Betonstahlsteges einwirken, mit demselben Verhältnis angenommen werden wie die Beiträge von Stahlprofil und Kammerbeton des Betonstahlsteges zur Biegetragfähigkeit $M_{pl,Rd}$.

(4) Die Tragfähigkeit des Kammerbetons eines Steges unter vertikaler Schubbeanspruchung sollte der Rissbildung von Beton Rechnung tragen sowie nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.3, und entsprechend den weiteren maßgebenden Bemessungsanforderungen jener Norm nachgewiesen werden, wobei die plastische Nulllinie im Kammerbeton liegt.

(5) Liegt die plastische Nulllinie im Betongurt außerhalb des Stahlprofils, sollten die Übertragung der Fachwerkskräfte infolge Schubbeanspruchung aus dem Betongurt über das Stahlprofil in den Kammerbeton sowie die geeignete Verdübelung nachgewiesen werden. Andernfalls sollte der Beitrag des Kammerbetons zur Tragfähigkeit bei vertikaler Schubbeanspruchung vernachlässigt werden.

**Legende**

- 1 geschlossene Bügel
- 2 am Steg angeschweißte offene Bügel
- 3 durch Stegöffnungen gesteckte Bügel

Bild 8.12 — Anordnung von Bügelbewehrung**8.3.4 Biegung und vertikale Schubbeanspruchung**

(1) Die Interaktion von Biege- und Schubbeanspruchung sollte nach 8.2.2.5 berücksichtigt werden.

(2) Erfordert der Einfluss der Schubbeanspruchung die Verwendung einer verringerten Streckgrenze für die Schubfläche eines Profils, sollte der verringerte Bemessungswert der plastischen Momententrägfähigkeit M_{Rd} nach 8.3.2 berechnet werden.

8.4 Biegedrillknicken von Verbundträgern**8.4.1 Allgemeines**

(1) Ein Stahlgurt, der mit einem Betongurt mittels Verdübelung nach 8.6 verbunden ist, darf als seitlich gehalten angesehen werden, sofern seitliches Ausweichen der Betonplatte verhindert wird.

(2) Für alle anderen druckbeanspruchten Stahlgurte sollte ein Nachweis für seitliches Ausweichen geführt werden.

(3) Die Verfahren nach EN 1993-1-1:2022, 8.3.2.1 bis 8.3.2.3 und allgemeiner nach 8.3.4, sind für Stahlprofile auf Grundlage der Querschnittskräfte auf dem Verbundprofil anwendbar, wobei die Auswirkungen der Bauabfolge nach 7.4.2.4 berücksichtigt werden. Die Einspannung gegen Biegedrillknicken und elastische Torsionsbeanspruchung auf der Ebene der Verdübelung mit der Betonplatte darf berücksichtigt werden.

(4) Für Verbundträger in Hochbauten mit Querschnitten der Klasse 1, Klasse 2 oder Klasse 3 und konstantem Baustahlquerschnitt darf das in 8.4.2 angegebene Verfahren angewendet werden.

8.4.2 Biegendrillknicknachweis für Durchlaufverbundträger mit Querschnitten der Klasse 1, Klasse 2 und Klasse 3

(1) Der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit bei Knicken eines seitlich nicht gehaltenen Durchlaufverbundträgers (oder eines Trägers innerhalb eines Rahmens mit Verbundwirkung über seine gesamte Länge) mit Querschnitten der Klasse 1, Klasse 2 oder Klasse 3 und konstantem Baustahlquerschnitt sollte wie folgt bestimmt werden:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (8.5)$$

Dabei ist

χ_{LT} der Abminderungsfaktor für Biegendrillknicken, der vom bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{LT}$ abhängig ist;

M_{Rd} der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit für negative Biegebeanspruchung am maßgebenden Innenaufklager (oder Träger-Stützen-Anschluss).

Werte des Abminderungsfaktors χ_{LT} sollten nach EN 1993-1-1:2022, 8.3.2.3(2), ermittelt werden.

(2) Für Querschnitte der Klasse 1 oder Klasse 2 sollte M_{Rd} nach 8.2.1.2 für einen Träger, dessen Biegeträgfähigkeit auf der Plastizitätstheorie beruht, oder nach 8.2.1.5 für einen Träger, dessen Biegeträgfähigkeit auf nichtlinearer Berechnung beruht, oder nach 8.3.2 für einen teilweise einbetonierten Träger bestimmt werden, wobei f_{yd} unter Verwendung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_{M1} nach EN 1993-1-1:2022, 8.1(1), bestimmt wird.

(3) Für Querschnitte der Klasse 3 sollte M_{Rd} unter Verwendung von Gleichung (8.2) bestimmt werden, jedoch als der Bemessungswert des negativen Biegemoments, welches entweder eine Zugspannung f_{sd} in der Bewehrung oder eine Druckspannung f_{yd} in der unteren Randfaser des Stahlprofils verursacht, wobei der kleinere Wert gilt; f_{yd} sollte unter Verwendung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_{M1} nach EN 1993-1-1:2022, 8.1(1), bestimmt werden.

(4) Der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{LT}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

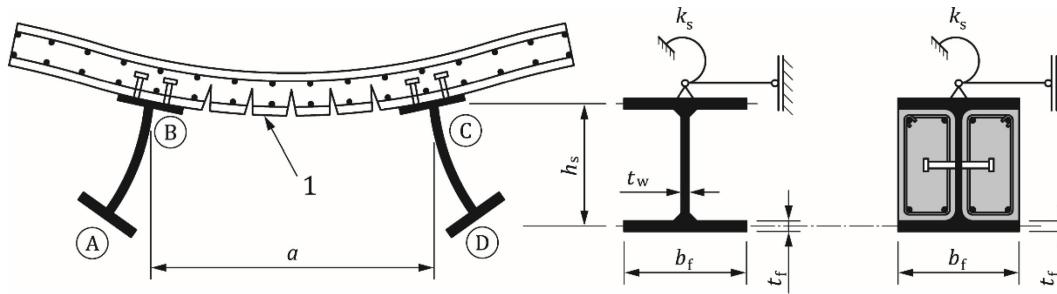
$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (8.6)$$

Dabei ist

M_{Rk} die Momententrägfähigkeit des Verbundprofils bei Bestimmung anhand der charakteristischen Werte der Baustoffeigenschaften;

M_{cr} das ideale Biegendrillknickmoment am Innenaufklager des maßgebenden Feldes mit dem größten negativen Biegemoment.

(5) Wenn dieselbe Platte auch mit einem oder mehreren abstützenden Stahlbauteilen annähernd parallel zum betrachteten Verbundträger verbunden ist und die Bedingungen 8.4.3(1)c), e) und f) erfüllt sind, darf die Berechnung des idealen Moments M_{cr} auf dem Modell des „durchlaufenden umgekehrten U-Rahmen-Modells“ beruhen. Entsprechend der Darstellung nach Bild 8.13 berücksichtigt dieses Modell die Horizontalverschiebung des Untergurtes, die zu Biegebeanspruchung des Stahlsteges führt, und die Rotation des Obergurtes, die durch Biegebeanspruchung der Platte aufgenommen wird.

**Legende**

1 Rissbildung

Bild 8.13 — Umgekehrter U-Rahmen ABCD zur Aufnahme von Biegedrillknicken

(6) Zur Wiedergabe des U-Rahmen-Modells mit nur einem Träger darf auf der Ebene des oberen Stahlgurtes eine Rotationssteifigkeit k_s je Längeneinheit des Stahlträgers nach Gleichung (8.7) angesetzt werden.

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (8.7)$$

Dabei ist/sind

k_1 die Biegesteifigkeit der gerissenen Betonplatte oder Verbunddecke senkrecht zur Stahlträgerachse, die wie folgt bestimmt werden darf:

$$k_1 = \alpha_s \frac{(EI)_2}{a} \quad (8.8)$$

α_s ein Parameter, der als $\alpha_s = 2$ für einen Randträger mit oder ohne Kragarm bzw. als $\alpha_s = 3$ für einen Innenträger angesetzt wird. Für Innenträger in einer Geschossdecke mit vier oder mehr vergleichbaren Trägern darf $\alpha_s = 4$ verwendet werden;

a der Abstand zwischen den parallelen Trägern;

$(EI)_2$ die Biegesteifigkeit je Längeneinheit der Breite einer Betonplatte oder Verbunddecke unter Berücksichtigung der Rissbildung, die als der kleinere der Werte in Feldmitte bei positiver Biegebeanspruchung und am Stützbauteil bei negativer Biegebeanspruchung angesetzt wird;

k_2 die Biegesteifigkeit des Stahlsteges, die gleich dem Wert für einen Stahlträger ohne Kammerbeton nach Gleichung (8.9) anzusetzen ist;

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s} \quad (8.9)$$

ν_a die Querkontraktionszahl (Poissonzahl) für Baustahl; und

h_s und t_w in Bild 8.13 definiert.

(7) Für teilweise einbetonierte Stahlträger nach 7.5.3(2) darf die Biegesteifigkeit k_2 dem Kammerbeton Rechnung tragen und wie folgt bestimmt werden:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16 h_s (1 + 4n t_w / b_c)} \quad (8.10)$$

Dabei ist

n das Elastizitätsmodulverhältnis für Langzeit-Auswirkungen nach 7.4.2.2; und

b_c die Breite des Kammerbetons, siehe Bild 8.10.

(8) Im U-Rahmen-Modell darf die günstige Auswirkung der St. Venant'schen Torsionssteifigkeit $G_a I_{at}$ des Stahlprofils bei der Berechnung von M_{cr} berücksichtigt werden.

(9) Bei teilweise einbetonierten Stahlträgern, bei denen die Kammerbetonbewehrung entweder aus an den Steg angeschlossener offener Bügelbewehrung oder aus geschlossener Bügelbewehrung besteht, darf die Torsionssteifigkeit des Kammerbetons zu dem Wert $G_a I_{at}$ für das Stahlprofil addiert werden. Diese zusätzliche Torsionssteifigkeit sollte mit $G_c I_{ct}/10$ angesetzt werden; dabei ist G_c der Schubmodul des Betons, der als $0,3 E_a/n$ angesetzt werden darf (wobei n das Elastizitätsmodulverhältnis für Langzeit-Auswirkungen ist) und I_{ct} das St. Venant'sche Torsionsträgheitsmoment des Kammerbetons ohne Berücksichtigung der Rissbildung mit einer Breite gleich der Gesamtbreite des Kammerbetons.

8.4.3 Vereinfachter Biegendrillknicknachweis für Durchlaufverbundträger mit Querschnitten der Klasse 1, Klasse 2 und Klasse 3 ohne direkte Berechnung für Träger in Hochbauten

(1) Durchlaufträger (oder Träger in Rahmen, die über die gesamte Länge als Verbundträger ausgebildet werden) mit Querschnitten der Klasse 1, Klasse 2 oder Klasse 3 dürfen ohne zusätzliche horizontale Aussteifung bemessen werden, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) Benachbarte Spannweiten unterscheiden sich um nicht mehr als 20 % der kleineren Spannweite. Die Länge vorhandener Kragarme ist nicht größer als 15 % der benachbarten Spannweite.
- b) Die Belastung jeder Spannweite ist gleichmäßig verteilt und der Bemessungswert der ständigen Lasteinwirkung ist größer als 40 % des Bemessungswertes der Gesamtlast.
- c) Der Obergurt des Stahlbauteils ist mit einer Stahlbetonplatte oder Verbunddecke mittels Schubverbindern nach 8.6 verbunden.
- d) Dieselbe Platte ist ebenfalls mit einem anderen Stützbauteil verbunden, dass annähernd parallel zum betrachteten Verbundträger verläuft, um einen umgekehrten U-Rahmen entsprechend der Darstellung nach Bild 8.13 zu bilden.
- e) Bei Platten in Form von Verbunddecken liegt die Spannweite zwischen zwei Stützbauteilen des betrachteten umgekehrten U-Rahmens.
- f) An jedem Auflager des Stahlbauteils ist der Untergurt seitlich gehalten und der Steg ausgesteift. In allen anderen Bereichen ist der Steg unausgesteift.
- g) Ist das Stahlbauteil ein IPE-Profil oder ein nicht teilweise einbetonierte HE-Profil, überschreitet seine Höhe h nicht den in Tabelle 8.1 angegebenen Grenzwert.
- h) Bei teilweise einbetonierten Stahlbauteilen nach 7.5.3(2) überschreitet die Höhe h den in Tabelle 8.1 angegebenen Grenzwert um nicht mehr als 200 mm bei Stahlsorten bis S355 und nicht mehr als 150 mm bei den Stahlsorten S420 und S460.

Tabelle 8.1 — Maximale Höhe h (mm) für nicht einbetonierte Stahlbauteile nach 8.4.3

Stahlprofil	Maximale Höhe h_{\max}, in mm, für Nennstahlsorte			
	S235	S275	S355	S420 und S460
IPE	600	550	400	270
HEA	800	700	650	500
HEB	900	800	700	600

- i) Als Alternative zu (g) und (h), wenn das Stahlbauteil ein doppelt symmetrisches warmgewalztes I- oder H-Profil ist, wobei der nach Gleichung (8.11) berechnete Querschnittsparameter kleiner ist als der in Tabelle 8.2 angegebene Grenzwert.

$$\text{Querschnittsparameter } \beta_s = \left(1 + \frac{t_w h_s}{4b t_f}\right) \left(\frac{h_s}{t_w}\right)^{0,75} \left(\frac{t_f}{b}\right)^{0,25} \quad (8.11)$$

Tabelle 8.2 — Grenzwerte für Querschnittsparameter

	S235	S275	S355	S420 und S460
nicht einbetonierter Steg	15,1	13,9	12,3	10,8
einbetonierter Steg	15,1	18,0	15,8	13,9

8.5 Stege mit Querbelastung

8.5.1 Allgemeines

(1) Die in FprEN 1993-1-5:2023, Abschnitt 8, angegebenen Anforderungen zur Bestimmung der Bemessungstragfähigkeit eines unausgesteiften oder ausgesteiften Steges unter Beanspruchung durch über einen Gurt eingeleitete Querkräfte, sollten für den nicht in Verbundbauweise ausgeführten Stahlgurt eines Verbundträgers und für den angrenzenden Teil des Steges verwendet werden. Die vereinfachten Anforderungen nach EN 1993-1-1:2022, 8.2.11, dürfen ebenfalls verwendet werden.

(2) Der Tragfähigkeitsnachweis bei kombinierter Einwirkung von Querkraft, Biegung und Normalkraft sollte nach FprEN 1993-1-5:2023, 9.2, geführt werden.

(3) Bei Hochbauten sollte an Innenaufplägern von Trägern, die mit einem wirksamen Steg der Klasse 2 nach 7.5.2(3) bemessen werden, eine Queraussteifung vorgesehen werden, sofern nicht nachgewiesen wurde, dass der unausgesteifte Steg eine ausreichende Tragfähigkeit unter Berücksichtigung von Stegkrüppeln und Beulen aufweist.

8.5.2 Gurtinduziertes Stegblechbeulen

(1) Es gilt FprEN 1993-1-5:2023, Abschnitt 10, sofern die effektive Querschnittsfläche des Druckgurtes A_{fc} gleich der Querschnittsfläche des Stahlgurtes ohne Verbundbauweise oder gleich der ideellen Querschnittsfläche des Verbundstahlgurtes unter Berücksichtigung des Elastizitätsmodulverhältnisses für Kurzzeit-Belastung ist, wobei der kleinere Wert gilt.

8.6 Verdübelung

8.6.1 Grundlagen der Tragwerksplanung

- (1) 8.6 gilt für Verbundträger und, sofern zutreffend, für andere Arten von Verbundbauteilen.
- (2) Verdübelung und Querbewehrung müssen zur Übertragung der Längsschubkraft in der Verbundfuge zwischen Beton und Baustahlelement vorgesehen werden, wobei die Auswirkung des natürlichen Haftverbunds dazwischen vernachlässigt wird.
- (3) Schubverbinder müssen eine ausreichende Verformungskapazität aufweisen, um eine bei der Bemessung angenommene plastische Umlagerung von Schubkräften zu rechtfertigen.
- (4) Als duktil werden Dübel mit ausreichender Verformungskapazität bezeichnet, welche die Annahme eines ideal-plastischen Verhaltens der Verdübelung im betrachteten Tragwerk rechtfertigt.
- (5) Die Anforderung nach (4) darf als erfüllt angenommen werden, wenn ein Schubverbinder die Duktilitätskategorie D2 oder D3 nach Tabelle 5.1 aufweist.
- (6) Werden zwei oder mehr unterschiedliche Arten von Verdübelung innerhalb desselben Trägerfeldes eingesetzt, muss jeder signifikante Unterschied in deren Last-Schlupf-Eigenschaften berücksichtigt werden.
- (7) Schubverbinder müssen das Abheben des Betonelements vom Stahlelement verhindern können, sofern Abheben nicht durch andere Mittel verhindert wird.
- (8) Um Abheben der Platte zu verhindern, sollten Schubverbinder als tragfähig gegenüber dem Nennwert einer rechtwinklig zur Ebene des Stahlgurtes einwirkenden Grenzzugkraft bemessen werden, der mindestens dem 0,1-fachen Bemessungswert der Grenzschubtragfähigkeit der Schubverbinder entspricht. Erforderlichenfalls sollten die Schubverbinder durch Verankerungen ergänzt werden.
- (9) Bei Kopfbolzendübeln nach 8.6.10.7 darf davon ausgegangen werden, dass sie ausreichenden Widerstand gegen Abheben bieten, sofern die Verdübelung nicht direkter Zugbeanspruchung ausgesetzt ist.
- (10) Längsschubversagen und Spalten der Betonplatte infolge konzentrierter Krafteinleitung durch die Schubverbinder müssen verhindert werden.
- (11) Die Anforderung nach (10) darf als erfüllt angenommen werden, wenn die bauliche Durchbildung der Verdübelung entsprechend den zutreffenden Bestimmungen nach 8.6.10 erfolgt und die Querbewehrung 8.6.11 entspricht.
- (12) Bei Auftreten konzentrierter Längsschubkräfte sollten die lokalen Auswirkungen von Längsschlupf berücksichtigt werden, wie beispielsweise in 8.6.7 angegeben. Andernfalls dürfen die Auswirkungen von Längsschlupf vernachlässigt werden.
- (13) Die Auswirkungen von Belastungsabfolge, Kriechen, Schwinden, Temperatur und Vorspannung sollten berücksichtigt werden, wenn sie signifikanten Einfluss auf die Verteilung der Längsschubkräfte haben.
- ANMERKUNG** Diese Auswirkungen können vernachlässigt werden, wenn die Momententragsfähigkeit nach 8.2.1.2, 8.2.1.3 oder 8.3.2 berechnet wird.
- (14) Werden zur Übertragung der Schubbeanspruchung zwischen einem Stahl- und einem Betonelement andere Verbindungsverfahren angewendet als die in dieser Norm abgedeckten Schubverbinder, sollte das bei der Bemessung angenommene Verhalten auf Versuchen und einem Bemessungsmodell beruhen. Die Bemessung des Verbundbauteils sollte, soweit praktisch möglich, der Bemessung eines vergleichbaren Bauteils mit Schubverbinder nach dieser Norm entsprechen.

8.6.2 Allgemeines Verfahren mit nichtlinearer Berechnung

(1) Dieser Unterabschnitt gilt für alle Querschnitte der Klasse 1 und Klasse 2. Er gilt ebenfalls für Querschnitte der Klasse 3, bei denen Fließen des Stahls nur unter Zugbeanspruchung auftritt.

(2) Die Verteilung der Längsschubbeanspruchung je Längeneinheit über die Gesamtlänge des Verbundträgers sollte anhand nichtlinearer Berechnung bestimmt werden.

(3) Für diese Berechnung sollte das nichtlineare Baustoffverhalten von Stahl, Betonstahl und Beton unter Bezugnahme auf 8.2.1.5 berücksichtigt werden.

(4) Steifigkeit und Duktilität eines Schubverbinder, die durch dessen Last-Schlupf-Beziehung $P-\delta$ (unter Bezugnahme auf Tabelle 5.1) definiert werden, sollten berücksichtigt werden. Der größte Schlupf δ sollte das Verformungsvermögen δ_{uk} des Schubverbinder nicht überschreiten. Daher dürfen Schubverbinder jeder Duktilitätskategorie verwendet werden.

(5) Alle Prüfungen zur Bestimmung des Last-Schlupf-Verhältnisses $P-\delta$ sind nach Anhang B durchzuführen.

8.6.3 Träger in Hochbauten, deren Querschnittstragfähigkeit nach Plastizitätstheorie ermittelt wird

8.6.3.1 Allgemeines

(1) Diese Anforderungen gelten für Träger, bei denen die Biegetragfähigkeit des Querschnitts nach Plastizitätstheorie unter Verwendung vollständiger oder teilweiser Verdübelung und mit Schubverbinder der Duktilitätskategorie D2 oder Duktilitätskategorie D3 bestimmt wird.

(2) Die Anforderungen gelten für Hochbauten und können auch für andere Situationen maßgebend sein, in denen Ermüdung nicht von Bedeutung ist.

8.6.3.2 Längsschubkraft und Abstand von Schubverbinder in Trägern für Hochbauten

(1) Der Bemessungswert der Gesamt-Längsschubbeanspruchung muss entsprechend mit dem Bemessungswert der Biegetragfähigkeit unter Berücksichtigung der Differenz der Normalkräfte in Beton oder in Baustahl über eine Länge zwischen benachbarten kritischen Querschnitten bestimmt werden.

(2) Die Schubverbinder müssen entlang des Trägers so angeordnet werden, dass sie Längsschubbeanspruchung übertragen und Abheben zwischen Beton und Stahlträger verhindern.

(3) In Hochbauten darf für Träger mit ausschließlich Querschnitten der Klasse 1 oder Klasse 2 teilweise Verdübelung verwendet werden. Die Anzahl der Dübel muss dann nach der Teilverbundtheorie unter Berücksichtigung der Verformungskapazität der Schubverbinder bestimmt werden. Für teilweise Verdübelung sollte auf 8.2.1.3 oder 8.3.2 und für vollständige Verdübelung sollte auf 8.2.1.2 oder 8.3.2 Bezug genommen werden, sofern zutreffend.

(4) Zugbewehrung sollte im Bereich von Kragarmen und in negativen Momentenbereichen von Durchlaufträgern zur Anpassung an die Schubverbinderabstände begrenzt werden sowie angemessen verankert werden.

(5) Duktile Schubverbinder dürfen in regelmäßigen Abständen über eine Länge zwischen benachbarten kritischen Querschnitten nach 8.1.1 verteilt werden, sofern:

- alle kritischen Querschnitte im betrachteten Feld der Klasse 1 oder Klasse 2 zugeordnet sind;
- η dem Grenzwert nach 8.6.3.3 entspricht oder ein erweiterter Nachweis nach 8.6.2 vorliegt; und
- die plastische Momententragsfähigkeit des Verbundquerschnitts nicht größer ist als das 2,5-Fache der plastischen Momententragsfähigkeit des Stahlprofils allein.

(6) Die Mindestanzahl der Schubverbinder sollte entsprechend dem Bemessungswert der Gesamtschubkraft für den Grenzzustand der Tragfähigkeit dividiert durch die Bemessungstragfähigkeit eines einzelnen Schubverbinder P_{Rd} gewählt werden. Die Bemessungstragfähigkeit von Bolzendübeln sollte nach 8.6.8 oder 8.6.9, sofern zutreffend, bestimmt werden.

(7) Überschreitet die plastische Momententrägfähigkeit das 2,5-Fache der plastischen Momententrägfähigkeit des Stahlbauteils allein, sollten zusätzliche Nachweise der Eignung einer Verdübelung an Zwischenpunkten annähernd mittig zwischen benachbarten kritischen Querschnitten geführt werden.

(8) Die Schubverbinder dürfen in der erforderlichen Anzahl zwischen einem Punkt des größten positiven Biegemoments und einem benachbarten Auflager oder Punkt des größten negativen Biegemoments entsprechend der nach Elastizitätstheorie berechneten Längsschubbeanspruchung für den betrachteten Lastfall verteilt werden. Wenn dies erfolgt, sind keine zusätzlichen Nachweise der Eignung einer Verdübelung erforderlich.

(9) Wenn bei einem Verbundquerschnitt die plastische Nulllinie bei vollständiger Verdübelung im Stahlprofil liegt, sollten zusätzliche Nachweise der Eignung einer Verdübelung an Zwischenpunkten annähernd mittig zwischen benachbarten kritischen Querschnitten nach (5) für die Anordnung der Schubverbinder über die Trägerlänge geführt werden.

(10) Bei Querschnitten der Klasse 1 oder Klasse 2, bei denen die vollplastische Momententrägfähigkeit nicht erreicht werden kann [siehe 8.2.1.2(2)], sollte die Verteilung der Schubverbinder nach 8.6.2, 8.6.4 oder 8.6.5 bestimmt werden.

8.6.3.3 Anwendungsgrenzen für teilweise Verdübelung in Trägern für Hochbauten

(1) Bei teilweiser Verdübelung sollte entweder der berechnete größte Schlupf nicht die in 5.4.2.1 angegebene Kapazität überschreiten oder der Verdübelungsgrad dem Grenzwert nach (2) entsprechen.

(2) Wenn alle der folgenden Bedingungen zutreffen:

- der Träger wird vorwiegend symmetrisch beansprucht;
- duktile Schubverbinder der Duktilitätskategorie D2 oder Duktilitätskategorie D3 werden verwendet;
- die Betonsorte übersteigt nicht die Betonfestigkeitsklasse C60/75; und
- die Stahlsorte übersteigt nicht die Stahlsorte S460,

sollte der Verdübelungsgrad η , der gleich dem Verhältnis $\eta = n_{sc}/n_f$ ist, die folgende Bedingung erfüllen:

$$\eta \geq \eta_0 \cdot \rho_m^2 \cdot k_{up} \geq \eta_{min} \quad (8.12)$$

Dabei ist

- | | |
|----------|---|
| η | der vorhandene Verdübelungsgrad; |
| n_f | die Anzahl der Verbundmittel für vollständige Verdübelung (N_{cf}/P_{Rd}) für die Länge L_e nach (3); |
| P_{Rd} | die Bemessungstragfähigkeit eines Schubverbinder; |
| n_{sc} | die Anzahl der innerhalb derselben Länge vorgesehenen Schubverbinder; |
| η_0 | übereinstimmend mit Gleichung (8.13) bis Gleichung (8.16); |
| ρ_m | $= M_{Ed}/(0,95M_{Rd}(\eta))$; aber $0,8 \leq \rho_m \leq 1,0$; |

M_{Ed} der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit;

$M_{Rd}(\eta)$ der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit unter Berücksichtigung des angewendeten Verdübelungsgrades;

k_{up} der Beiwert zur Berücksichtigung des Bauausführungsverfahrens, wobei:

$k_{up} = 1,0$ bei einem Stahlprofil mit Eigenverbund während der Bauausführung;

$k_{up} = (1 - \rho_{up})$ bei einem Stahlprofil ohne Eigenverbund während der Bauausführung;

$$\rho_{up} = \frac{M_{a,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 0,15 \text{ wenn } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}(\eta)} \leq 0,95$$

$$\rho_{up} = 0 \text{ in allen anderen Fällen}$$

$M_{a,Ed}$ der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit, der auf das Baustahlprofil vor Erreichen der Verbundwirkung infolge Eigengewicht aufgebracht wird;

$M_{pl,Rd}$ die Biegemomententrägfähigkeit für vollständige Verdübelung;

η_{min} $\eta_{min} = 0,4$ bei Schubverbindern der Duktilitätskategorie D2

$\eta_{min} = 0,3$ bei Schubverbindern der Duktilitätskategorie D3

ANMERKUNG Duktilitätskategorien sind in Tabelle 5.1 definiert.

(3) Der in Gleichung (8.12) einzusetzende Wert von η_0 sollte wie folgt berechnet werden:

Bei Stahlprofilen mit gleichen Gurten:

$$L_e \leq 25 \text{ m} \quad \eta_0 = 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e) \quad (8.13)$$

$$L_e > 25 \text{ m} \quad \eta_0 = 1 \quad (8.14)$$

Bei Stahlprofilen mit einem Untergurt, dessen Querschnittsfläche gleich der dreifachen Querschnittsfläche des Obergurtes ist:

$$L_e \leq 20 \text{ m} \quad \eta_0 = 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015 L_e) \quad (8.15)$$

$$L_e > 20 \text{ m} \quad \eta_0 = 1 \quad (8.16)$$

Dabei ist

L_e die Länge des positiven Biegemomentenbereichs (Abstand der Momentennullpunkte), in Meter; bei Durchlaufträgern darf L_e entsprechend Bild 7.1 angenommen werden;

(4) Bei Stahlprofilen mit einem Untergurt, dessen Querschnittsfläche größer als die Querschnittsfläche des Obergurtes, aber kleiner als das 3-Fache dieser Fläche ist, sollte das in Gleichung (8.12) einzusetzende Verhältnis η_0 unter Verwendung von Gleichung (8.13) bis Gleichung (8.16) mittels linearer Interpolation bestimmt werden.

(5) Wenn die Schubverbinder der Duktilitätskategorie D3 zugeordnet sind, das Stahlprofil gleiche Gurte aufweist und die Trägerlänge L_e kleiner ist als 20 m, darf Gleichung (8.17) als Alternative zu Gleichung (8.12) zur Ermittlung des erforderlichen Verdübelungsgrades verwendet werden.

Printed copies are uncontrolled

$$\eta \geq 0,78 \eta_0 k_{\text{up}} \frac{L_e}{20} \geq \eta_{\min} \quad (8.17)$$

(6) Wenn der Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Stahlträgers und dem Schwerpunkt der wirksamen Betonplatte größer ist als 600 mm, sollte der Mindestverdübelungsgrad nach Gleichung (8.13) oder Gleichung (8.17) um 0,2 erhöht werden, jedoch nicht größer als 1,0 sein, sofern nicht die plastische Momententragfähigkeit größer ist als das 1,6-Fache der plastischen Momententragfähigkeit des Stahlbauteils allein.

8.6.4 Sonstige Träger, deren Querschnittstragfähigkeit nach Plastizitätstheorie ermittelt wird

(1) Diese Anforderungen gelten für Träger mit Querschnitten der Klasse 1 und Klasse 2, wenn eines der folgenden Kriterien erfüllt ist:

- Schubverbinder der Duktilitätskategorie D1 entsprechend den Anforderungen nach 5.4.2.1(5) werden verwendet; oder
- Schubverbinder der Duktilitätskategorie D2 oder Duktilitätskategorie D3 werden verwendet und 8.6.3 wird nicht angewendet.

(2) Für Teile des Trägers, bei denen das aufgebrachte Moment nicht den Bemessungswert der elastischen Tragfähigkeit überschreitet, sollte 8.6.5 angewendet werden.

(3) Bei einer druckbeanspruchten Betonplatte (siehe Bild 8.14) und einem Bemessungswert der Gesamt-Momententragfähigkeit $M_{\text{Ed},\max} = M_{\text{a,Ed}} + M_{\text{i,Ed}}$ größer als die elastische Biegetragfähigkeit $M_{\text{el,Rd}}$ sollte die nichtlineare Beziehung zwischen Querschub- und Längsschubbeanspruchung innerhalb der plastischen Bauteillängen berücksichtigt werden.

ANMERKUNG $M_{\text{a,Ed}}$ und $M_{\text{i,Ed}}$ sind in 8.2.1.4(6) definiert.

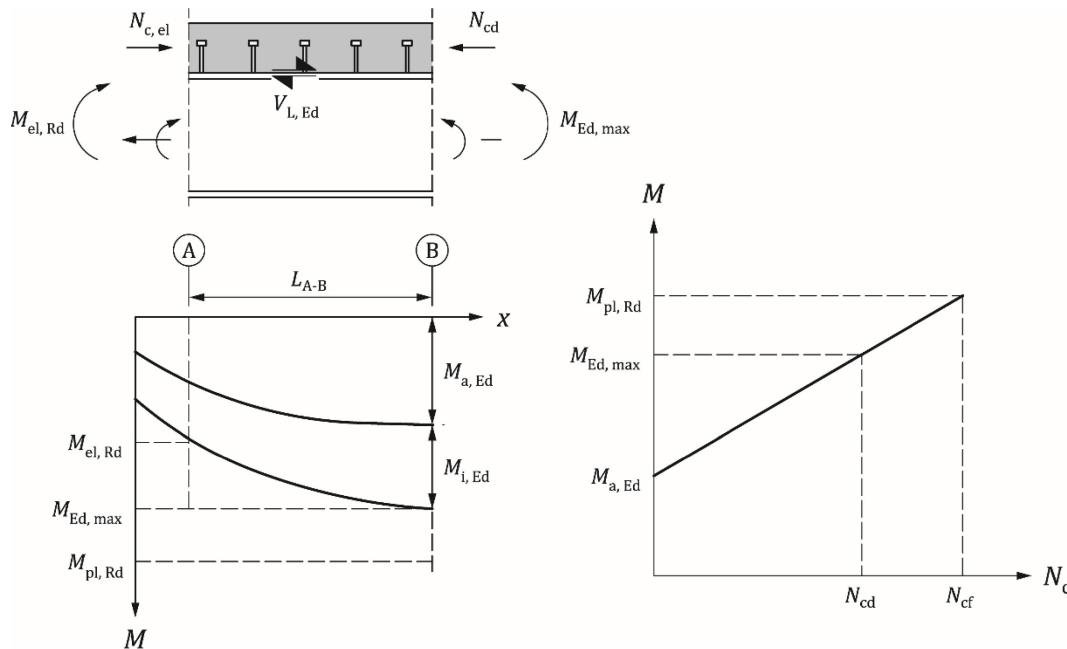


Bild 8.14 — Bestimmung von Längsschubbeanspruchung in Trägern mit plastischem Querschnittsverhalten

(4) Schubverbinder sollten innerhalb der plastischen Länge L_{A-B} vorgesehen werden, um die Längsschubkraft $v_{L,Ed}$ aufzunehmen, welche aus der Differenz zwischen den Normalkräften N_{cd} und $N_{c,el}$ in der Betonplatte an Querschnitt B bzw. A resultiert.

Ist das größte Biegemoment $M_{Ed,max}$ an Querschnitt B kleiner als die plastische Biegetragfähigkeit $M_{pl,Rd}$, sollte die Normalkraft N_{cd} an Querschnitt B nach 8.2.1.6(1) und Bild 8.8 oder alternativ anhand der vereinfachten linearen Beziehung nach Bild 8.14 bestimmt werden.

ANMERKUNG Die Biegetragfähigkeit $M_{el,Rd}$ ist in 8.2.1.4 definiert.

(5) Für Bereiche mit zugbeanspruchter Platte, bei denen die Auswirkungen des plastischen Querschnittverhaltens berücksichtigt werden, sollten die Längsschubkräfte und deren Verteilung anhand der Differenzen zwischen den Kräften in der Betonplatte innerhalb der plastischen Trägerlänge bestimmt werden. Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und eine mögliche Überfestigkeit der zugbeanspruchten Betonquerschnitte sollten ebenfalls berücksichtigt werden.

(6) Als Alternative zu (5) dürfen die Längsschubkräfte mittels elastischer Berechnung entsprechend 8.6.5 bestimmt werden.

(7) Zusätzliche Hilfestellungen zu den Spannungen in Spannstahl sollten EN 1994-2 entnommen werden.

8.6.5 Träger, deren Querschnittstragfähigkeit nach Elastizitätstheorie ermittelt wird

(1) Anzahl und Abstand der Schubverbinder sollten die erforderliche Längsschubtragfähigkeit je Längeneinheit an der Verbundfuge in einem Verbundbauteil sicherstellen.

(2) Für jede Lastkombination und Anordnung von Bemessungslasten sollte $v_{L,Ed}$ anhand der Änderungsgeschwindigkeit der Längskraft entweder im Stahl- oder im Betonelement des Verbundprofils bestimmt werden.

ANMERKUNG Bei Anwendung der Elastizitätstheorie für Träger mit konstantem Querschnitt ist der Wert von $v_{L,Ed}$ an einem Querschnitt direkt proportional zum Wert der vertikalen Schubbeanspruchung.

(3) Bei Verbundträgern mit dem Betongurt oberhalb des Stahlprofils sollten die Eigenschaften des ungerissenen Profils zur Bestimmung der Längsschubkraft verwendet werden, auch wenn die Rissbildung im Beton in der Gesamttragwerksberechnung berücksichtigt wird.

(4) Bei Dübeln der Duktilitätskategorie D1 sollte die vorgesehene Längsschubtragfähigkeit je Längeneinheit an allen Querschnitten nicht kleiner sein als $v_{L,Ed}$.

(5) Bei Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) dürfen die Größe und die Abstände von Schubverbindern der Duktilitätskategorie D2 und Duktilitätskategorie D3 über jede Länge konstant gehalten werden, wenn $v_{L,Ed}$ die Längsschubtragfähigkeit um nicht mehr als 15 % überschreitet. Über eine derartige Länge sollte der Bemessungswert der Gesamt-Längsschubtragfähigkeit größer sein als der mittlere Wert der mit $v_{L,Ed}$ multiplizierten Länge.

(6) Ungeachtet Absatz (3) dürfen die Auswirkungen der Rissbildung des Betons auf die Längsschubkraft berücksichtigt werden, wenn bei der Gesamttragwerksberechnung und der Bestimmung der Längsschubkraft die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und eine mögliche Überfestigkeit des Betons berücksichtigt werden.

(7) Für teilweise einbetonierte und flache Deckenträger sind erweiterte Berechnungsverfahren erforderlich, wobei Rissbildung des Betons, Überfestigkeit des Betons und Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt werden.

8.6.6 Träger, deren Querschnittstragfähigkeit nach nichtlinearer Theorie ermittelt wird

(1) Wird die Tragfähigkeit nach nichtlinearer Theorie bestimmt, sollte die Längsschubkraft nach 8.2.1.5 bestimmt werden.

8.6.7 Lokale Auswirkungen konzentrierter Längsschubkraft

8.6.7.1 Lokale Auswirkungen infolge Längskrafteinleitung

(1) Bei Einleitung einer Kraft F_{Ed} parallel zur Längsachse des Verbundträgers in das Stahl- oder Betonelement durch ein Zugglied mit oder ohne Verbundbauweise sollte die Verteilung der konzentrierten Längsschubkraft $V_{L,Ed}$ entlang der Verbundfuge nach (2) oder (3) bestimmt werden. Die Verteilung von $V_{L,Ed}$ infolge mehrerer Kräfte F_{Ed} sollte durch Summierung ermittelt werden.

(2) Bei der Kraft $V_{L,Ed}$ darf eine Verteilung über eine Länge L_v der Verdübelung angenommen werden, wobei die größte Schubkraft je Längeneinheit nach Gleichung (8.18) und Bild 8.15 a) innerhalb einer Länge des Betongurtes und nach Gleichung (8.19) und Bild 8.15 b) am Ende eines Betongurtes eingeleitet wird.

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed}/(e_{d,F} + L_v/2) \quad (8.18)$$

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/(e_{d,F} + L_v/2) \quad (8.19)$$

Dabei ist

L_v bei Einsatz von Schubverbindern der Duktilitätskategorien D2 und D3 ist L_v die mittragende Breite b_{eff} für die Gesamttragwerksberechnung nach 7.4.1.2. Bei Einsatz von Schubverbindern der Duktilitätskategorie D1 ist L_v der größere Wert der mittragenden Breite des Betongurtes auf beiden Seiten des Steges b_{ei} nach 7.4.1.2;

$e_{d,F}$ entweder $2e_{h,F}$ oder $2e_{v,F}$ (die Lasteinleitungslänge der Kraft F_{Ed} darf zu $e_{d,F}$ addiert werden);

$e_{h,F}$ der Horizontalabstand zwischen dem Lasteinleitungspunkt der Kraft F_{Ed} und dem jeweiligen Stahlsteg bei Aufbringen der Kraft auf die Platte;

$e_{v,F}$ der Vertikalabstand zwischen dem Lasteinleitungspunkt der Kraft F_{Ed} und der Ebene der betrachteten Verdübelung bei Aufbringen der Kraft auf das Stahlelement.

(3) Bei Verwendung von Bolzenschubverbindern darf in Grenzzuständen der Tragfähigkeit eine rechteckige Verteilung der Schubkraft je Längeneinheit innerhalb der Länge L_v angenommen werden, so dass innerhalb einer Länge des Betongurtes gilt:

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed}/(e_{d,F} + L_v) \quad (8.20)$$

und am Ende eines Gurtes:

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/(e_{d,F} + L_v) \quad (8.21)$$

(4) Erfolgt keine genauere Bestimmung, darf eine Verteilung der Kräfte $F_{Ed} - V_{L,Ed}$ in das Beton- oder Stahlelement in einem Winkel von $2\beta_L$ angenommen werden, wobei gilt $\beta_L = \arctan 2/3$.

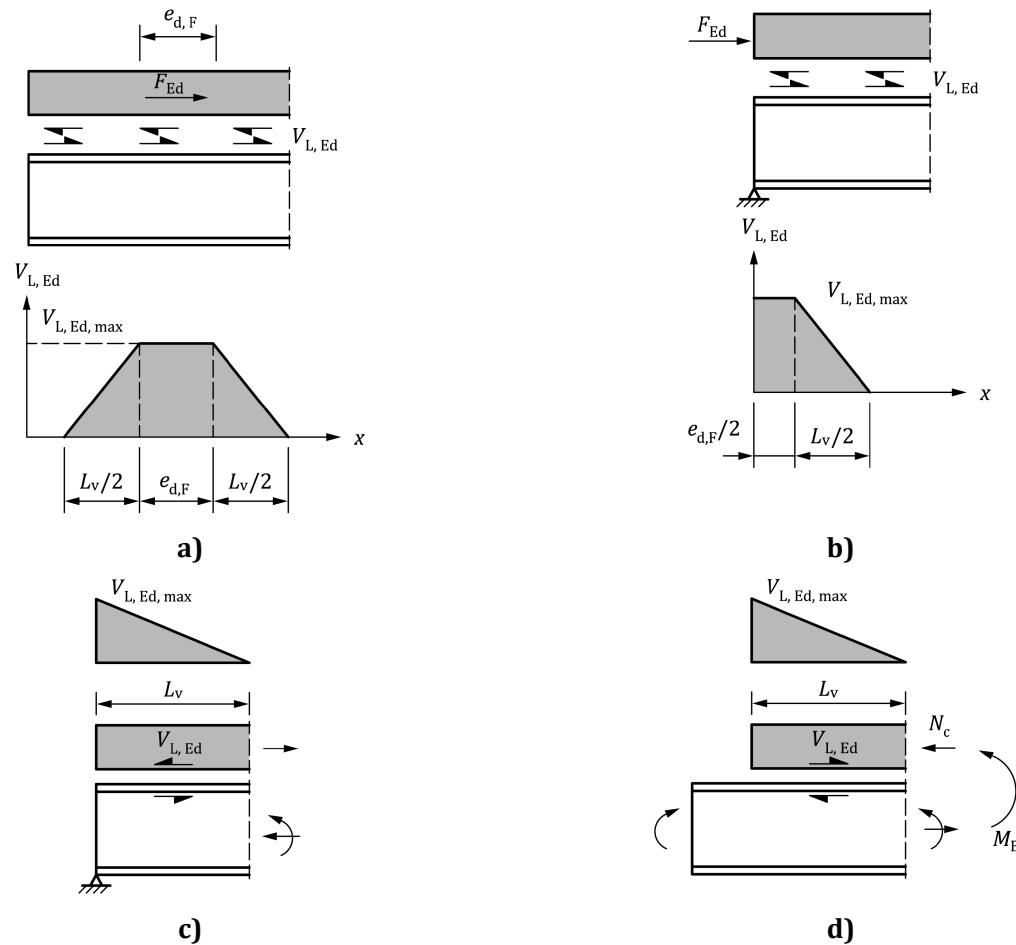


Bild 8.15 — Verteilung von Längsschubkraft entlang der Verbundfuge

8.6.7.2 Lokale Auswirkungen an Querschnittssprüngen

(1) Konzentrierte Längsschubbeanspruchung am Ende der Betonplatte, z. B. infolge von Primärauswirkungen von Schwinden und thermischen Einwirkungen nach EN 1991-1-5, sollte berücksichtigt werden [siehe Bild 8.15 c)]. Dies gilt ebenfalls für Zwischenphasen der Bauausführung einer Betonplatte [siehe Bild 8.15 d)].

(2) Konzentrierte Längsschubbeanspruchung an Querschnittssprüngen, z. B. Übergang von Stahl- zu Betonprofil nach Bild 8.15 d), sollte berücksichtigt werden.

(3) Ergeben die Primärauswirkungen von Schwinden und thermischen Einwirkungen einen Bemessungswert der Längsschubkraft $V_{L,Ed}$, die über die Verbundfuge an jedem freien Bauteilende zu übertragen ist, darf eine dreieckige Verteilung mit größter Schubkraft je Längeneinheit angenommen werden [siehe Bild 8.15 c) und d)].

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/L_v \quad (8.22)$$

Dabei ist

L_v die mittragende Breite b_{eff} für die Gesamttragwerksberechnung nach 7.4.1.2 bei Verwendung von Schubverbindern der Duktilitätskategorien D2 und D3. Bei Schubverbindern der Duktilitätskategorie D1 ist es der größere der Werte für die mittragende Breite des Betongurtes auf beiden Seiten des Steges b_{ei} nach 7.4.1.2.

ANMERKUNG Bei Verwendung von Bolzenschubverbindern kann im Grenzzustand der Tragfähigkeit alternativ eine rechteckige Verteilung entlang einer Länge L_v angrenzend an den freien Plattenrand angenommen werden.

(4) Bei der Berechnung der Primärauswirkungen von Schwinden in Zwischenphasen der Bauausführung einer Betonplatte sollte die äquivalente Spannweite für die Bestimmung der Breite b_{eff} nach 8.6.7.2 als die Durchlauflänge der Betonplatte mit wirksamer Verdübelung innerhalb der betrachteten Spannweite angesetzt werden.

(5) Wenn an Querschnittssprüngen nach Bild 8.15 d) die konzentrierte Längsschubkraft aus der Kraft N_c infolge Biegebeanspruchung resultiert, darf die Verteilung nach (3) verwendet werden.

(6) Die von Schubverbindern übertragenen Kräfte sollten als in die Betonplatte in einem Winkel von $2\beta_L$ verteilt angenommen werden, wobei gilt $\beta_L = \arctan 2/3$.

8.6.8 Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten und Kammerbeton

8.6.8.1 Bemessungswert der Schubtragfähigkeit

(1) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit eines Kopfbolzens mit einer Gesamthöhe von mindestens $3,9 d$ sollte anhand des kleinsten der wie folgt ermittelten Werte bestimmt werden:

$$P_{\text{Rd}} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (8.23)$$

und:

$$P_{\text{Rd}} = \frac{0,29 k_{\text{cc}} d^2 \sqrt{f_{\text{ck}} E_{\text{cm}}}}{\gamma_V} \quad (8.24)$$

Dabei ist

γ_V der Teilsicherheitsbeiwert nach 4.4.1.2(5);

d der Schaftdurchmesser des Bolzens, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$;

f_u die festgelegte Zugfestigkeit des Bolzenwerkstoffes, jedoch nicht größer als 500 N/mm^2 ;

f_{ck} der charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons im betrachteten Alter mit einer Dichte nicht kleiner als $1\,750 \text{ kg/m}^3$;

E_{cm} der Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons bei Kurzzeit-Belastung nach 5.1(8). Der Koeffizient k_E nach EN 1992-1-1 sollte nicht größer als $9\,500$ angesetzt werden;

k_{cc} der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Auswirkung von Relaxation des Betons unter Langzeit-Belastung.

ANMERKUNG Der Beiwert k_{cc} beträgt 1,0, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert für die Verwendung in den jeweiligen Ländern angegeben ist.

(2) Die Bolzen sollten nach EN ISO 14555 automatisch geschweißt werden und die Schweißwülste sollten den Empfehlungen nach EN ISO 13918 entsprechen.

(3) Wenn Kopfbolzendübel in Hochbauten so angeordnet sind, dass Spaltkräfte in Dickenrichtung der Platten auftreten können (siehe Bild 8.16), und wenn keine Querschubbeanspruchung vorliegt, darf die Bemessungstragfähigkeit nach (1) bestimmt werden, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Ermüdung ist nicht maßgebend;
- Querbewehrung ist vorgesehen, wie in Bild 8.16 dargestellt, so dass gilt $a_{rp} \geq 6 d$, und die Verankerungslänge v ist größer oder gleich $14 d$; und
- die Spaltkraft wird durch Bügelbewehrung aufgenommen, welche für eine Zugkraft von $0,3 P_{Rd}$ je Bolzendübel bemessen sein sollte. Der Abstand zwischen diesen Bügeln sollte nicht größer sein als der kleinere Wert von $18 d$ und dem Längsabstand der Schubverbinder.

(4) Für den Fall der Nichterfüllung der in (3) genannten Bedingungen oder für Anwendungen in Brücken ist Anhang F zu verwenden.

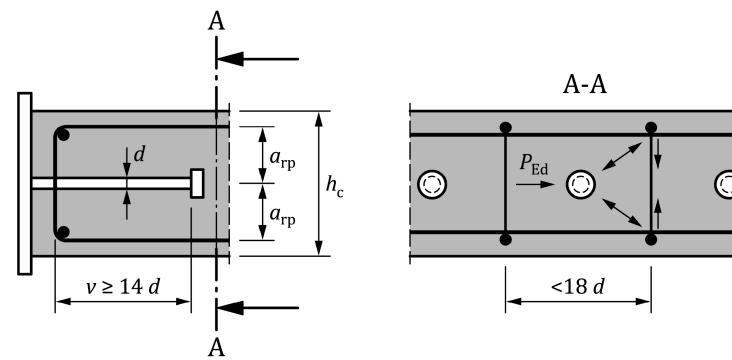


Bild 8.16 — Lokale Bewehrung für Spaltkräfte

8.6.8.2 Auswirkung von Zugbeanspruchung auf die Schubtragfähigkeit

(1) Sind Kopfbolzendübel zusätzlich zu Schubbeanspruchung auch direkter Zugkraft ausgesetzt, sollte der Bemessungswert der Zugkraft je Bolzen $F_{ten,Ed}$ berechnet werden.

(2) Bei $F_{ten,Ed} \leq 0,1 P_{Rd}$, wobei P_{Rd} der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit nach 8.6.8.1(1) ist, darf die Zugkraft vernachlässigt werden.

(3) Bei $F_{ten,Ed} > 0,1 P_{Rd}$ sollten die Zugtragfähigkeit und die Interaktion zwischen Schub- und Zugbeanspruchung wie folgt nachgewiesen werden:

$$\frac{F_{ten,Ed}}{P_{ten,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.25)$$

$$\frac{F_{s,Ed}}{P_{Rd}} + \frac{F_{ten,Ed}}{P_{ten,Rd}} \leq 1,2 \quad (8.26)$$

Dabei ist

P_{Rd} der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit nach 8.6.8.1 für Vollbetonplatten und nach 8.6.9 für Kopfbolzen zur Verwendung mit Profilblechen in Hochbauten;

$F_{s,Ed}$ der Bemessungswert der Längsschubkraft je Bolzen;

$F_{\text{ten},\text{Ed}}$ der Bemessungswert der Zugkraft je Bolzen;

$P_{\text{ten},\text{Rd}}$ der Bemessungswert der Zugtragfähigkeit eines Kopfbolzens nach (4) oder (5).

ANMERKUNG Durch Anhang G abgedeckte Bolzen liegen außerhalb des Anwendungsbereichs dieses Unterabschnitts.

(4) Die Zugtragfähigkeit von Kopfbolzen $P_{\text{ten},\text{Rd}}$ sollte nach EN 1992-4:2018, 7.2, berechnet werden. Ausschließlich Nachweise bezüglich Stahlversagen, Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch sowie kegelförmiges Betonversagen sind anwendbar.

(5) Für die gebräuchlichsten Kopfbolzen wird $P_{\text{ten},\text{Rd}}$ nach Anhang H ermittelt.

8.6.8.3 Zweiachsige Belastung

(1) Werden die Schubverbinder zur Herstellung der Verbundwirkung sowohl für den Träger als auch für die Verbunddecke vorgesehen, sollten die kombiniert auf den Bolzen einwirkenden Kräfte Folgendem entsprechen:

$$\frac{F_{\ell,\text{Ed}}^2}{P_{\ell,\text{Rd}}^2} + \frac{F_{t,\text{Ed}}^2}{P_{t,\text{Rd}}^2} \leq 1 \quad (8.27)$$

Dabei ist/sind

$F_{\ell,\text{Ed}}$ der Bemessungswert der Längskraft infolge Verbundwirkung im Träger;

$F_{t,\text{Ed}}$ der Bemessungswert der Querkraft infolge Verbundwirkung in der Deckenplatte (siehe Abschnitt 10); und

$P_{\ell,\text{Rd}}$ und $P_{t,\text{Rd}}$ die zugehörigen Bemessungswerte der Schubtragfähigkeiten des Bolzens.

8.6.9 Bemessungstragfähigkeit von Kopfbolzen zur Verwendung mit Profilblechen in Hochbauten

8.6.9.1 Profilbleche mit Rippen parallel zu den Stützträgern

(1) Wenn die Bolzen innerhalb eines Betonbereichs mit Voutenform liegen, siehe Bild 8.17, und die Bleche nicht über dem Träger gestoßen werden, ist die Breite der Voute b_0 gleich der Breite des Rinnenprofils nach Bild 10.2. Wenn die Bleche über dem Träger gestoßen werden, wird b_0 auf vergleichbare Weise definiert wie in Bild 8.17 angegeben. Die Voutenhöhe sollte als h_p angesetzt werden.

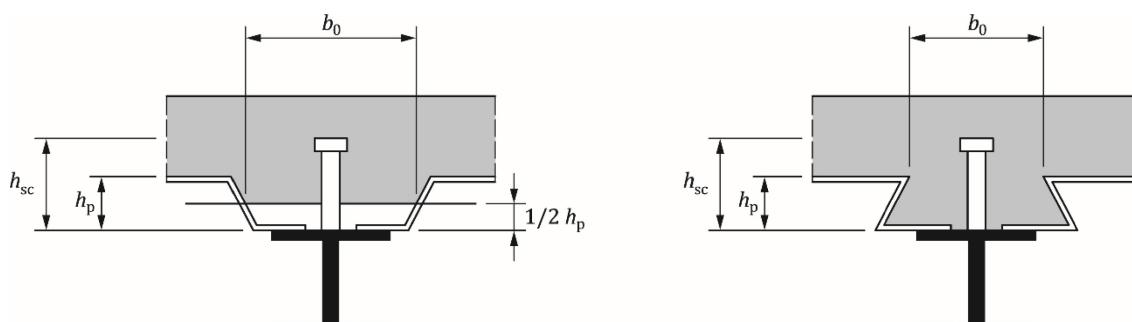


Bild 8.17 — Träger mit Profilblechen parallel zur Trägerachse

(2) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit sollte gleich der Tragfähigkeit in einer Vollbetonplatte multipliziert mit dem Abminderungsfaktor k_ℓ nach Gleichung (8.28) angesetzt werden. Bei Betonfestigkeitsklassen höher als C60/70 sollte die Tragfähigkeit in einer Vollbetonplatte nach 8.6.8.1 mit $f_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$ berechnet werden.

$$k_\ell = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (8.28)$$

Dabei ist

h_{sc} die Länge nach dem Schweißen des Bolzens nach EN ISO 13918, höchstens jedoch $h_p + 75 \text{ mm}$. Für Berechnungszwecke darf die Länge nach dem Schweißen nach EN ISO 13918:2018, Tabelle 10, als anwendbar für durch die Platte geschweißte Bolzen angenommen werden;

h_p die Gesamthöhe der Profilbleche, abzüglich der Höhe der oberen hintschnittenen Steife in offenen Rinnenprofilblechen (siehe Bild 8.21), sofern die Geometrie 8.6.10.8(3) entspricht.

ANMERKUNG Bei durchgeschweißten Bolzen wird die kürzere Länge nach dem Schweißen bei der Bemessungstragfähigkeit nach Gleichung (8.28) und Gleichung (8.29) berücksichtigt.

(3) Wenn die Bleche über dem Träger gestoßen werden und nicht angemessen am Träger verankert sind, sollten diese Seite der Voute und deren Bewehrung 8.6.10.4 entsprechen.

ANMERKUNG Mittel zur Herstellung einer angemessenen Verankerung können im Nationalen Anhang angegeben sein.

(4) Die Auswirkung von Zugbeanspruchung auf die Tragfähigkeit von Kopfbolzen sollte nach 8.6.8.2 berücksichtigt werden, wobei die Bolzentragfähigkeit P_{Rd} nach 8.6.8.2 als $k_\ell P_{Rd}$ mit k_ℓ nach (2) und P_{Rd} nach 8.6.8.1 angesetzt wird.

(5) Zweiachsige Belastung von Schubverbündern sollte nach 8.6.8.3 berücksichtigt werden, wobei die Bolzentragfähigkeit $P_{\ell,Rd}$ nach 8.6.8.2 als $k_\ell P_{Rd}$ mit k_ℓ nach (2) und P_{Rd} nach 8.6.8.1 angesetzt wird.

8.6.9.2 Profilbleche mit Rippen quer zu den Stützträgern

(1) Wenn die Bedingungen nach (2) und (3) eingehalten werden, sollte der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit als die Tragfähigkeit einer Vollbetonplatte angesetzt werden, die nach 8.6.8.1 berechnet (mit der Ausnahme, dass f_u nicht größer als 450 N/mm^2 und f_{ck} größer als 60 N/mm^2 angesetzt werden sollte) und mit dem wie folgt bestimmten Abminderungsfaktor k_t multipliziert wird:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (8.29)$$

Dabei ist

n_r die Anzahl der Bolzendübel je Rippe am Trägerschnittpunkt, nicht größer als 2. Weitere Symbole sind in Bild 8.18 definiert.

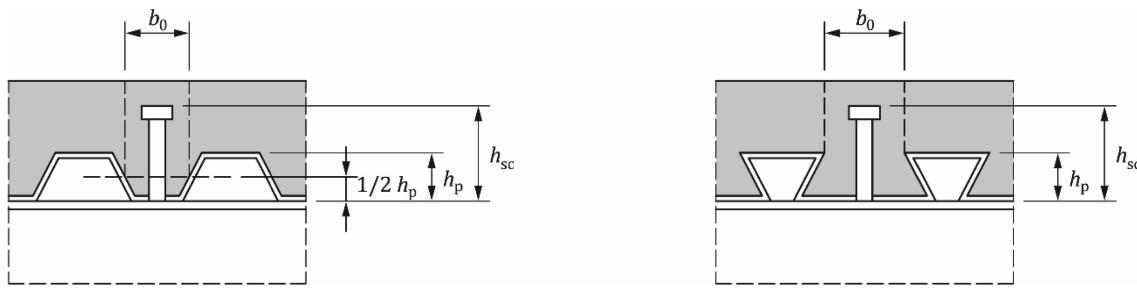


Bild 8.18 — Träger mit Profilblechen quer zur Trägerachse

(2) Der Abminderungsfaktor k_t sollte nicht größer als der entsprechende Wert $k_{t,\max}$ nach Tabelle 8.3 angesetzt werden.

(3) Die Werte für k_t nach (1) und (2) sind anwendbar, sofern alle der folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- bei offenen Rinnenprofilen werden die Bolzen innerhalb der Rippe mit einer Einbindetiefe h_A von mindestens $2,7 d$ angeordnet, wobei der Abstand zwischen dem Rand der Betonrippe auf der stärker momentenbeanspruchten Seite und der Mittellinie des nächstgelegenen BolzendüBELS e_k größer ist als 60 mm (Bild 8.19);
- bei hinterschnittenen Rinnenprofilen werden die Bolzen innerhalb der Rippe mit einer Einbindetiefe h_A entsprechend 8.6.10.8(1) angeordnet;
- die Nenndicke t_p des Stahlbleches beträgt mindestens 0,70 mm;
- der Nennwert der Betondeckung über dem Bolzen entspricht 8.6.10.2;
- eine Bewehrungslage wird unter dem Bolzenkopf angeordnet;
- die Profilblechhöhe h_p ist nicht größer als 105 mm;
- die Anzahl von Bolzen je Rippe n_r ist nicht größer als 2;
- der Durchmesser von durchgeschweißten Bolzen ist nicht größer als 20 mm;
- bei in Blechen vorgesehenen Öffnungen ist der Bolzendurchmesser nicht größer als 22 mm.

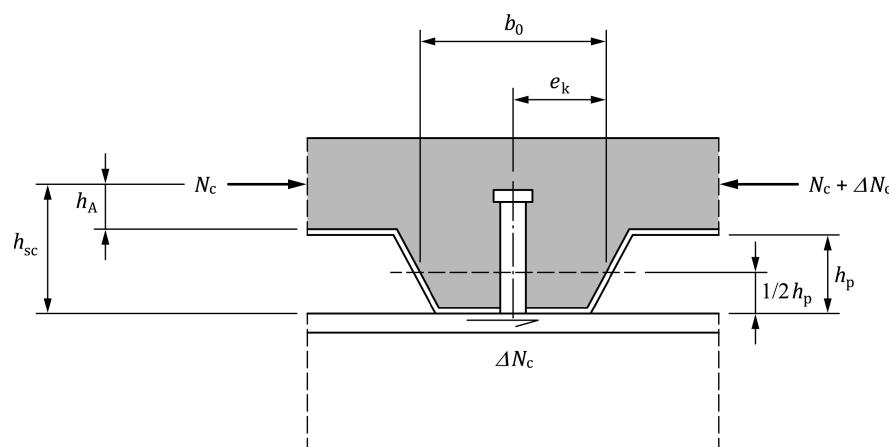


Bild 8.19 — Träger mit Profilblechen quer zur Trägerachse

Tabelle 8.3 — Obere Grenzwerte $k_{t,\max}$ für den Abminderungsfaktor k_t

Anzahl der Bolzendübel je Rippe	Blechdicke t_p mm	Durch Profilbleche geschweißte Bolzen mit Durchmessern nicht größer als 20 mm	Vorgelochte Profilbleche und Bolzen mit 19 mm oder 22 mm Durchmesser
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	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

(4) Die Auswirkung von Zugbeanspruchung auf die Tragfähigkeit von Kopfbolzen sollte nach 8.6.8.2 berücksichtigt werden, wobei die Bolzentragfähigkeit P_{Rd} nach 8.6.8.2 als $k_t P_{Rd}$ mit k_t nach (1) und P_{Rd} nach 8.6.8.1 angesetzt wird.

(5) Zweiachsige Belastung von Schubverbindern sollte nach 8.6.8.3 berücksichtigt werden, wobei die Bolzentragfähigkeit P_{Rd} nach 8.6.8.2 als $k_t P_{Rd}$ mit k_t nach (1) und P_{Rd} nach 8.6.8.1 angesetzt wird.

(6) Bei offenen Rinnenprofilen, die nicht den Anforderungen nach (3) entsprechen, darf die Bemessungstragfähigkeit nach Anhang G bestimmt werden. Alternativ dazu dürfen die Werte durch Versuche nach Anhang B bestimmt werden.

8.6.10 Bauliche Durchbildung der Verdübelung und Einfluss der Bauausführung

8.6.10.1 Sicherung gegen Abheben

(1) Die Abhebekräfte aufnehmende Oberfläche eines Verbundmittels (z. B. die Unterseite eines Bolzenkopfes) sollte in einem lichten Abstand von mindestens 30 mm über der unteren Bewehrungslage in Vollbetonplatten liegen (siehe Bild 8.20).

8.6.10.2 Betondeckung und Betonieren im Hochbau

(1) Die bauliche Durchbildung von Schubverbindern muss so erfolgen, dass der Beton in deren Fußbereich angemessen verdichtet werden kann.

(2) Der Nennwert der Betondeckung sollte:

- a) nicht kleiner als 15 mm sein; oder
- b) den Empfehlungen nach EN 1992-1-1:2023, 6.4.2 und 6.4.3, mit $c_{min,b} = 0$ und $\Delta c_{dev} = 5$ mm entsprechen, wobei der größere Wert gilt.

(3) Bei der Ausführung müssen Geschwindigkeit und Abfolge des Betonierens so gewählt werden, dass noch nicht vollständig abgebundener Beton nicht durch eine begrenzte Verbundwirkung infolge Verformung der Stahlträger bei nachfolgenden Betoniermaßnahmen beschädigt wird. Nach Möglichkeit sollte eine Verdübelung keinerlei Verformung ausgesetzt sein, bis der Beton eine Zylinderfestigkeit von mindestens 20 N/mm² erreicht hat.

8.6.10.3 Lokale Bewehrung in der Deckenplatte

(1) Bei Verdübelungen am Längsrand einer Betonplatte sollte nach 8.6.11 vorgesehene Querbewehrung vollständig im Beton zwischen dem Plattenrand und der benachbarten Schubverbinderreihe verankert sein.

(2) Zur Verhinderung von Längsspaltung des Betongurtes infolge der Schubverbinder sollten, wenn der Abstand zwischen dem Rand des Betongurtes und der Mittellinie der nächstgelegenen Schubverbinderreihe kleiner ist als 300 mm, die folgenden zusätzlichen Empfehlungen befolgt werden:

- Querbewehrung sollte durch Anordnung einer Schlaufenbewehrung, die um die Schubverbinder greift, vorgesehen werden;
- bei Verwendung von Kopfbolzen als Schubverbinder sollte der Abstand zwischen dem Rand des Betongurtes und dem Mittelpunkt des nächstgelegenen Bolzens nicht kleiner als $6 d$ sein, wobei d der Nenndurchmesser des Bolzens ist und der Durchmesser der Schlaufenbewehrung mindestens $0,5 d$ beträgt; und
- die Schlaufenbewehrung sollte so tief wie möglich angeordnet werden, während ausreichende Betondeckung an der Unterseite vorgesehen wird.

(3) Am Ende von Verbundkragarmen muss ausreichende lokale Bewehrung zur Einleitung von Kräften aus den Schubverbündern in die Längsbewehrung vorgesehen werden.

8.6.10.4 Vouten bei Trägern ohne Profilbleche

(1) Bei Einsatz von Betonvouten zwischen dem Stahlprofil und der Unterseite der Betonplatte sollten die Außenseiten der Voute außerhalb einer Linie im Winkel von 45° zum Außenrand des Schubverbinder liegen (siehe Bild 8.20).

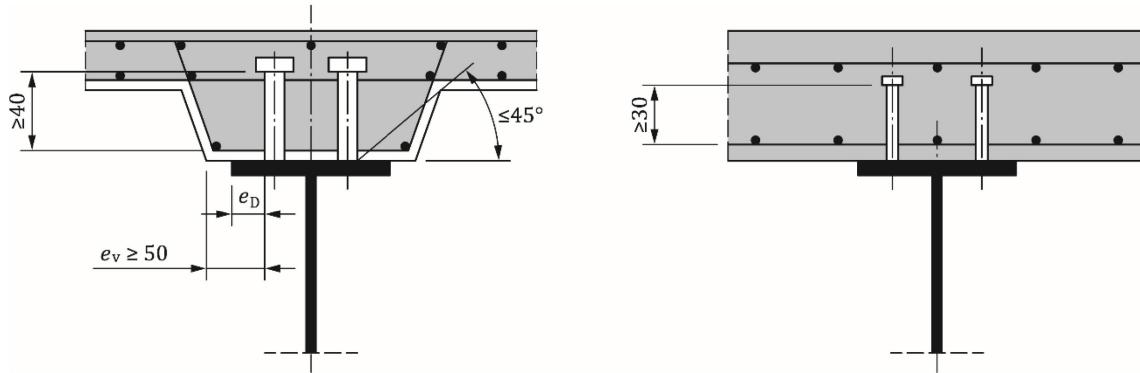


Bild 8.20 — Bauliche Durchbildung

(2) Der Nennwert der Betondeckung zwischen der Außenseite der Voute und dem Schubverbinder sollte nicht kleiner als 50 mm sein.

(3) Ausreichende Querbewehrungsstäbe zur Erfüllung der Anforderungen nach 8.6.11 sollte in der Voute in einem lichten Abstand von mindestens 40 mm unter der für die Abhebesicherung wirksamen Schubverbinderoberfläche vorgesehen werden.

8.6.10.5 Schubverbinderabstände

(1) Wenn bei der Bemessung angenommen wird, dass Stabilitätsversagen entweder des Stahl- oder des Betonbauteils durch die Verdübelung zwischen beiden verhindert wird, muss für die Gültigkeit dieser Annahme ein ausreichend geringer Schubverbinderabstand gewählt werden.

(2) Wenn für einen Stahldruckgurt, der andernfalls der Klasse 3 oder Klasse 4 zugeordnet würde, aufgrund der Einspannung durch Schubverbinder die Klasse 1 oder Klasse 2 angenommen wird, sollte der Achsabstand der Schubverbinder in Richtung der Druckbeanspruchung nicht größer sein als die folgenden Grenzwerte:

- bei über die gesamte Länge aufliegenden Platten (z. B. Vollbetonplatten): $22 t_f \varepsilon$; und
- bei nicht über die gesamte Länge aufliegenden Platten (z. B. Platten mit Rippen quer zur Trägerachse): $15 t_f \varepsilon$.

Dabei ist

t_f die Dicke des Gurtes.

Darüber hinaus sollte der lichte Abstand zwischen dem Rand eines Druckgurtes und der nächstgelegenen Schubverbinderreihe nicht größer sein als $9 t_f \varepsilon$.

(3) Bei Hochbauten sollte der größte Achsabstand der Schubverbinder in Längsrichtung nicht größer sein als die 6-fache Gesamtdicke der Platte oder als 800 mm.

8.6.10.6 Maße des Stahlgurtes

(1) Die Dicke des Stahlbleches oder -gurtes, an das/den ein Schubverbinder angeschweißt wird, muss ausreichend sein, um ordnungsgemäßes Schweißen und ordnungsgemäße Lasteinleitung aus dem Schubverbinder in das Blech ohne lokales Versagen oder übermäßige Verformung zu ermöglichen.

(2) Bei Hochbauten sollte der Abstand e_D zwischen dem Rand eines Schubverbinder und dem Rand des Trägergurtes, an den dieser Schubverbinder angeschweißt ist (siehe Bild 8.20), nicht kleiner sein als 20 mm.

8.6.10.7 Kopfbolzendübel

(1) Die Länge nach dem Schweißen des Bolzens sollte EN ISO 13918 entsprechen.

(2) Der Bolzenkopf sollte einen Durchmesser von mindestens $1,5 d$ und eine Höhe von mindestens $0,4 d$ aufweisen.

(3) Bei zugbeanspruchten Bauelementen unter Ermüdungsbeanspruchung sollte der Durchmesser eines geschweißten Bolzens nicht größer sein als das 1,5-Fache der Dicke des Gurtes, an den dieser Bolzen angeschweißt ist, sofern nicht Informationen aus Versuchen zur Ermittlung des Ermüdungswiderstands des Bolzens als Schubverbinder vorliegen. Dies gilt auch für Bolzen, die direkt über einem Steg angeordnet sind.

(4) Der Abstand der Bolzen in Schubkraftrichtung sollte nicht kleiner sein als $5 d$; der Abstand quer zur Schubkraft sollte nicht kleiner sein als $2,5 d$ bei Vollbetonplatten bzw. als $4 d$ in allen anderen Fällen.

(5) Werden die Bolzen nicht direkt über dem Steg angeordnet, sollte der Durchmesser des geschweißten Bolzens nicht größer sein als die 2,5-fache Dicke des Bauteils, an das er angeschweißt wird, sofern nicht Informationen aus Versuchen zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Bolzens als Schubverbinder vorliegen.

8.6.10.8 Kopfbolzendübel bei Profilblechen in Hochbauten

(1) Die Mindest-Einbindetiefe, die gegeben ist durch $h_A = (h_{sc} - h_p)$, sollte nicht kleiner sein als $2 d$; dabei ist h_{sc} in 8.6.9.1(2) definiert, h_p die Gesamthöhe der Profilbleche [abzüglich der Höhe der oberen hinterschnittenen Steife in offenen Rinnenprofilblechen bei Erfüllung der Bedingungen nach (3)] und d der Schaftdurchmesser.

(2) Die Mindestbreite ausbetonierter Rinnenprofile sollte nicht kleiner sein als 50 mm.

(3) Bei offenen Rinnenprofilblechen mit oberer hintschnittener Steife sollte die Höhe der Steife d_{ef} nicht größer sein als 15 mm, und der Horizontalabstand zwischen der Steg-Gurt-Verbindung und der Ecke der hintschnittenen Steife b_{fp} sollte nicht kleiner sein als 25 mm (siehe Bild 8.21).

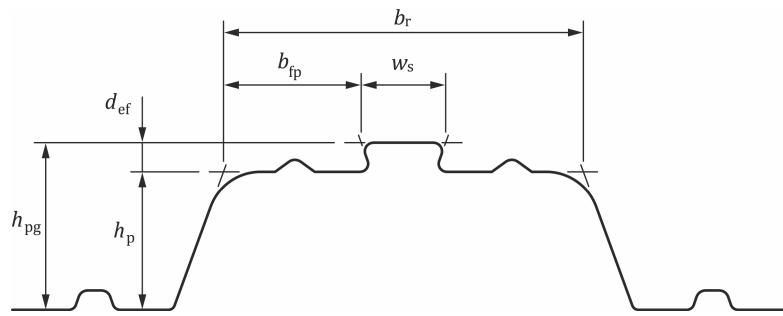


Bild 8.21 — Offene Rinnenprofilbleche mit oberer hintschnittener Steife

8.6.11 Längsschubbeanspruchung in Betonplatten

8.6.11.1 Allgemeines

(1) Querbewehrung in der Betonplatte muss für den Grenzzustand der Tragfähigkeit so bemessen werden, dass vorzeitiges Versagen infolge von Längsschubbeanspruchung oder Längsspaltung verhindert wird.

(2) Der Bemessungswert der Längsschubspannung für jede potenzielle Längsschubversagensfläche der Deckenplatte τ_{Ed} darf nicht größer sein als der Bemessungswert der Längsschubfestigkeit der betrachteten Schubfläche.

(3) Die Länge der Schubfläche $b-b$ entsprechend der Darstellung nach Bild 8.22 sollte gleich $2 h_{sc}$ zuzüglich des Kopfdurchmessers einer einzelnen Reihe von Schubverbindern oder versetzt angeordneten Bolzendübeln sein oder gleich $(2h_{sc} + s_y)$ zuzüglich des Kopfdurchmessers bei paarweise angeordneten Schubverbindern sein, wobei h_{sc} die Länge nach dem Schweißen der Bolzen und s_y der Achsabstand der Bolzen in Querrichtung ist.

(4) Der Bemessungswert der Längsschubbeanspruchung je Längeneinheit des Trägers auf einer Schubfläche sollte nach 8.6.2 bis 8.6.7 bestimmt werden sowie der Bemessung und den Abständen der Schubverbinder entsprechen. Der Verlauf der Längsschubbeanspruchung über die Breite des Betongurtes darf berücksichtigt werden.

(5) Für jede Art von betrachteter Schubfläche sollte der Bemessungswert der Längsschubspannung τ_{Ed} anhand des Bemessungswertes der Längsschubbeanspruchung je Längeneinheit des Trägers unter Berücksichtigung der Anzahl der Schubebenen und der Länge der Schubfläche bestimmt werden.

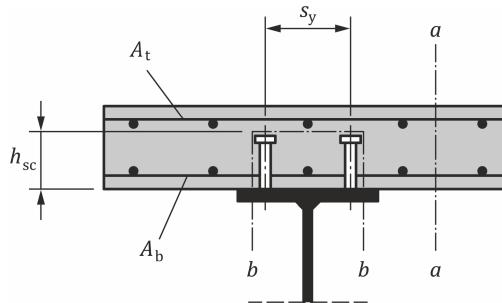
8.6.11.2 Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit

(1) Der Bemessungswert der Schubfestigkeit des Betongurtes (Schubebenen a-a nach Bild 8.22) sollte nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.5(6), bestimmt werden.

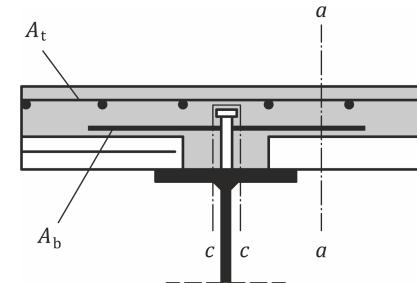
(2) Erfolgt keine genauere Berechnung, darf der Bemessungswert der Schubfestigkeit jeder potenziellen Schubversagensfläche von Gurt oder Voute nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.5(4), bestimmt werden. Für eine die Schubverbinder umschließende Schubfläche (z. B. Schubfläche b-b in Bild 8.22) sollte das Maß h_f als die Länge der Schubfläche angesetzt werden.

(3) Die wirksame Querbewehrung je Längeneinheit A_{sf}/s_f nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.5, sollte der Darstellung in Bild 8.22 entsprechen, wobei A_b , A_t und A_{bh} die Querschnittsflächen der Längsbewehrung je Längeneinheit des nach EN 1992-1-1:2023, 11.4, verankerten Trägers sind.

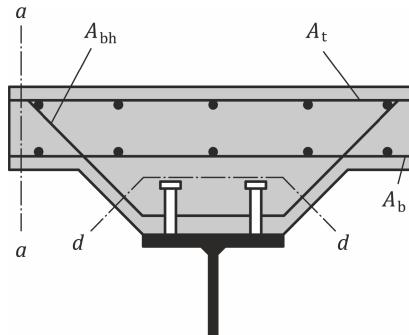
(4) Wenn Betonfertigteile in Kombination mit Ort beton verwendet werden, sollte die Längsschubtragfähigkeit nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.6, bestimmt werden.



a)



b)



c)

Typ	A_{sf}/s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2 A_b$
c-c	$2 A_b$
d-d	$2 A_{bh}$

Bild 8.22 — Typische potenzielle Schubversagensflächen

8.6.11.3 Mindestquerbewehrung

(1) Die Mindestbewehrungsfläche sollte nach EN 1992-1-1:2023, 12.2(4), unter Verwendung der für Querbewehrung zutreffenden Definitionen bestimmt werden.

8.6.11.4 Längsschubbeanspruchung und Querbewehrung in Trägern für Hochbauten

(1) Wenn Profilbleche verwendet werden und die Schubfläche durch die Plattenhöhe verläuft (z. B. Schubfläche a-a nach Bild 8.23), sollte das Maß h_f als die Dicke des Betons über dem Blech angesetzt werden.

(2) Wenn Profilbleche quer zur Trägerachse eingesetzt und die Bemessungstragfähigkeiten der Bolzen unter Verwendung des geeigneten Abminderungsfaktors k_t nach 8.6.9.2 bestimmt werden, ist die Berücksichtigung der Schubflächen vom Typ b-b nach Bild 8.23 nicht erforderlich.

(3) Bei Oberflächen vom Typ c-c nach Bild 8.23 sollte die Blechhöhe nicht bei der Bestimmung von h_f berücksichtigt werden, sofern nicht durch Versuche nachgewiesen.

(4) Bei nicht über dem Obergurt des Stahlträgers gestoßenen Profilblechen mit mechanischem Verbund oder Reibungsverbund sowie mit Rippen quer zur Trägerachse darf deren Beitrag zur Querbewehrung für eine Schubfläche vom Typ a-a zugelassen werden, siehe Gleichung (8.30).

$$\frac{A_{sf}}{s_f} f_{sd} + A_{pe} f_{yp,d} > \frac{\tau_{Ed} h_c}{\cot \theta_f} \quad (8.30)$$

Dabei ist

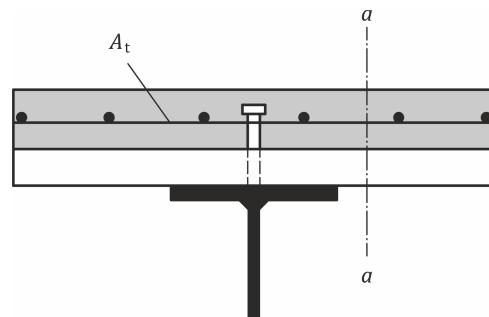
A_{pe} die effektive Querschnittsfläche des Profilbleches je Längeneinheit des Trägers [siehe 10.7.2(5)]; bei vorgelochten Blechen sollte die Netto-Querschnittsfläche verwendet werden;

$f_{yp,d}$ der Bemessungswert der Streckgrenze;

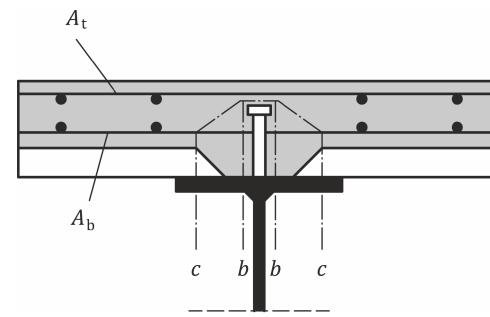
τ_{Ed} die Längsschubspannung am Anschluss einer Gurtseite nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.5, wobei h_{fl} durch h_c ersetzt wird;

$\cot \theta_f$ $1 \leq \cot \theta_f \leq 3,0$ in Druckgurten; $1 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ in Zuggurten.

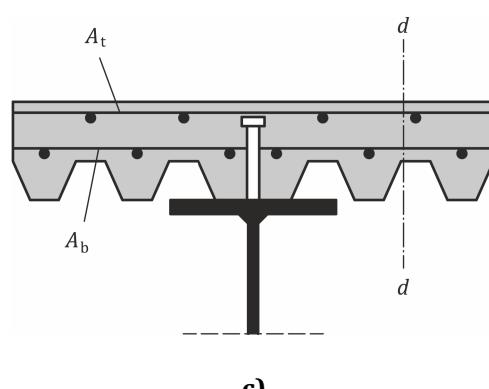
ANMERKUNG Als Vereinfachung kann $\cot \theta_f = 1,2$ verwendet werden.



a)



b)



c)

Typ	A_{sf}/s_f
a-a	A_t
b-b	$2 A_b$
c-c	$2 A_b$
d-d	$2 A_b + A_t$

Bild 8.23 — Typische potenzielle Schubversagensflächen bei Verwendung von Profilblechen

(5) Bei über dem Obergurt des Stahlträgers gestoßenen Profilblechen mit Rippen quer zur Trägerachse und direkt durch die Profilbleche auf den Stahlträger geschweißten Schubverbündern sollte der Term $A_{pe} f_{yp,d}$ in Gleichung (8.30) durch den nach Gleichung (8.31) ersetzt werden.

$$P_{pb,Rd}/s_x \leq A_{pe} f_{yp,d} \quad (8.31)$$

Dabei ist

$P_{pb,Rd}$ der Bemessungswert der Tragfähigkeit eines durch das Blech geschweißten Kopfbolzens nach 10.7.4;

s_x der Achsabstand in Längsrichtung der für die Verankerung des Profilbleches wirksamen Bolzen.

ANMERKUNG Bei Profilblechen bezieht sich die Anforderung für die Mindestbewehrung auf die Betonfläche oberhalb des Profilbleches.

8.7 Ermüdung

8.7.1 Ermüdung bei Hochbauten

(1) Für Baustahl, Betonstahl, Beton und Verdübelung ist keine Ermüdbewertung erforderlich, sofern der Baustahl EN 1993-1-1:2022, 10(2) oder 10(3), entspricht und der Beton die Bedingungen nach EN 1992-1-1:2023, 10.1(2), erfüllt.

(2) Wenn (1) nicht zutrifft, sollten die Anforderungen nach prEN 1994-2:2024, 8.7, angewendet werden.

8.8 Verbundstützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile

8.8.1 Allgemeines

(1) 8.8 gilt für die Bemessung von Verbundstützen und druckbeanspruchten Verbundbauteilen mit einbetonierte Profilen, teilweise einbetonierte Profilen sowie ausbetonierte Hohlprofilen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt (siehe Bild 8.24).

(2) Druckbeanspruchte Verbundbauteile dürfen anhand der folgenden Verfahren nachgewiesen werden:

- ein allgemeines Verfahren nach 8.8.2, dessen Anwendungsbereich Bauteile mit unsymmetrischen oder über die Stützenlänge veränderlichen Querschnitten einschließt; und
- ein vereinfachtes Verfahren nach 8.8.3 für Bauteile mit doppelsymmetrischen und über die Bauteillänge konstanten Querschnitten.

(a) Das vereinfachte Verfahren nach 8.8.3 gilt für Stützen und druckbeanspruchte Bauteile mit den Stahlsorten S235 bis S460, einem Bewehrungsgrad nicht höher als B500, Normalbeton der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 sowie die in Bild 8.24 dargestellten Querschnitte.

ANMERKUNG Das vereinfachte Verfahren gilt für die in Bild 8.24 dargestellten Querschnitte. Das vereinfachte Verfahren deckt keine sonstigen Profile ab, wie z. B. einbetonierte Stahlprofile mit einem nicht rechteckigen oder nicht quadratischen Betonquerschnitt, Verbundstützen mit von den in Bild 8.24 dargestellten Querschnitten abweichenden, elliptischen, dreieckigen oder anderen Formen sowie alle Verbundstützen mit einem oder mehreren Vollstahlkernen oder einem aus Platten bestehenden Stahlkern. Diese Stützen müssen anhand des allgemeinen Verfahrens nachgewiesen werden, siehe 8.8.2 oder eine spezifische CEN/TS.

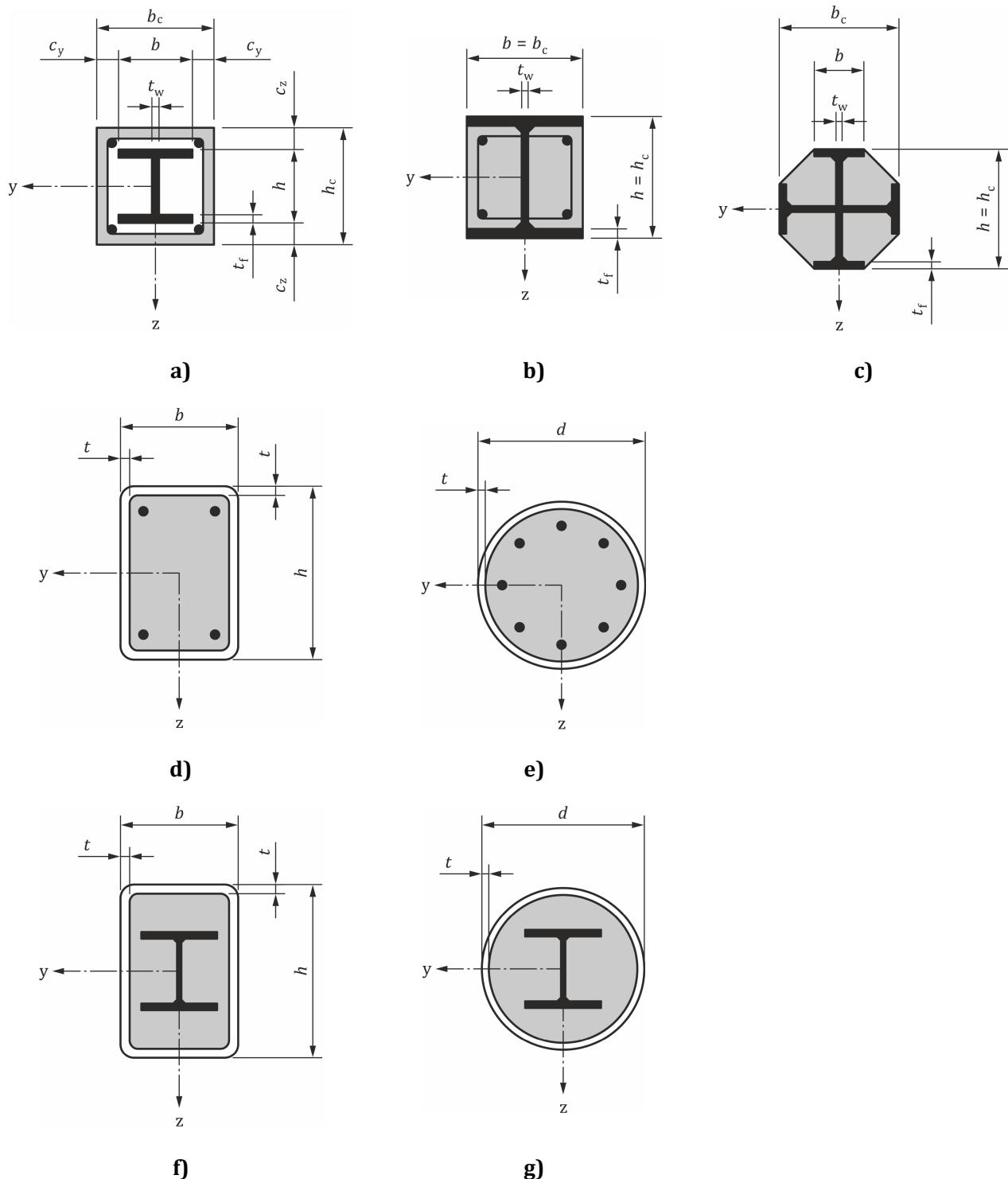


Bild 8.24 — Typische Querschnitte von Verbundstützen – Bezeichnungen

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

(4) Dieser Abschnitt gilt für Einzelstützen sowie für Stützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile in Rahmentragwerken, in denen weitere Bauteile entweder als Verbund- oder als Stahlbauteile ausgeführt sind.

(5) Der bezogene Stahlanteil (Querschnittsparameter) δ_c sollte die folgende Bedingung nach Gleichung (8.32) erfüllen.

$$0,2 \leq \delta_c \leq 0,9 \quad (8.32)$$

Dabei ist

δ_c in 8.8.3.3(1) definiert.

(5) Für Verbundstützen und druckbeanspruchte Bauteile mit beliebigen Querschnitten sollten folgende Nachweise geführt werden:

- Tragfähigkeit des Bauteils nach 8.8.2 oder 8.8.3;
- Tragfähigkeit unter lokalem Beulen nach (8) und (9);
- Lasteinleitung nach 8.8.4.2; und
- Schubtragfähigkeit zwischen Beton- und Stahlelementen nach 8.8.4.3.

(7) Wenn druckbeanspruchte Verbundbauteile Biegemomenten und Normalkräften aus Kombinationen unabhängiger Einwirkungen ausgesetzt sind, sollten jene Schnittkräfte um 20 % abgemindert werden, deren Erhöhung zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führt.

(8) Der Einfluss lokalen Beulens des Stahlprofils auf die Tragfähigkeit muss bei der Bemessung berücksichtigt werden.

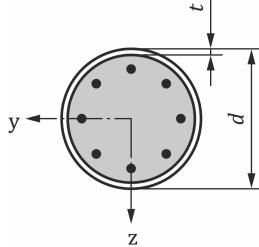
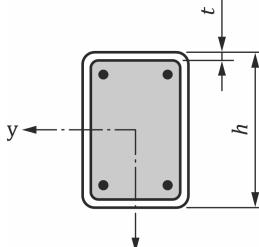
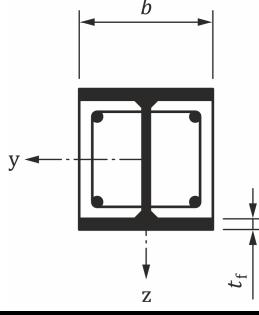
(9) Die Auswirkungen von lokalem Beulen dürfen bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen nach 8.8.5.1(2) vernachlässigt werden, wie auch bei anderen Arten von Querschnitten, sofern die Höchstwerte nach Tabelle 8.4 nicht überschritten werden.

(10) Druckglieder mit einer Normalkraft N_{Ed} sollten für ein Mindestmoment von $M_{Ed,min} = \pm N_{Ed} \cdot e_{d,min}$ bemessen werden, sofern nicht eine der folgenden Bedingungen zutrifft:

- äquivalente Imperfektionen wurden für die Gesamttragwerksberechnung verwendet; oder
- die Bauteiltragfähigkeit wird nach 8.8.3.5 berechnet; oder
- spezifische bauliche Maßnahmen (z. B. nachgiebige oder mittig angeordnete Platten) werden zur Sicherstellung konzentrischer Lasteinleitung angewendet.

Die Exzentrizität $e_{d,min}$ ist eine zusätzliche Exzentrizität zur Berücksichtigung der Auswirkungen geometrischer Imperfektionen (z. B. infolge Versatz überlagerter Stützen oder Biegebeanspruchung der aufgelagerten Platte). Bei Verbundstützen in Hochbauten mit ausgesteiften Rahmen, bei denen die Auswirkungen der Einspannung aus Platten oder Trägern auf die Knicklänge nicht berücksichtigt werden und die Knicklänge als die geometrische Länge zwischen den Mittelpunkten der oberen und unteren Einspannungen angenommen wird, darf die zusätzliche kleinste Exzentrizität vernachlässigt werden. Andernfalls kann die Exzentrizität bei tragenden Stützen in Betontragwerken unter Bezugnahme auf EN 1992-1-1:2023, 8.1.1(5), angesetzt werden. Regeln zur Bestimmung der Knicklänge sind dann in EN 1992-1-1:2023, Anhang 0, angegeben.

Tabelle 8.4 — Höchstwerte (d/t), (h/t) und (b/t_f)

Querschnitt		max (d/t), max (h/t) und max (b/t_f)
kreisförmige Hohlprofile aus Stahl		$\max(d/t) = 90\varepsilon^2$
rechteckige Hohlprofile aus Stahl		$\max(h/t) = 52 \varepsilon$
teilweise einbetonierte I-Profile		$\max(b/t_f) = 44\varepsilon$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$; wobei f_y in N/mm² angegeben wird

8.8.2 Allgemeines Bemessungsverfahren

(1) Das allgemeine Bemessungsverfahren beruht auf nichtlinearer Berechnung. Bei der Bemessung für Tragfähigkeit müssen die nichtlinearen Auswirkungen unter Einbeziehung von Eigenspannungen, geometrischen Imperfektionen, lokalem Stabilitätsversagen, Rissbildung des Betons, Kriechen und Schwinden des Betons sowie Fließen von Baustahl und Betonstahl berücksichtigt werden. Das nichtlineare Modell muss alle maßgebenden Versagensarten abdecken. Die Nachweise müssen sicherstellen, dass unter der ungünstigsten Kombination von Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit kein Stabilitätsversagen auftritt und dass die Tragfähigkeit einzelner Querschnitte unter Biege-, Längskraft- und Schubbeanspruchung nicht überschritten wird.

(2) Nichtlineare Auswirkungen müssen für alle möglichen Versagensrichtungen berücksichtigt werden, wenn sie die Tragfähigkeit signifikant beeinflussen.

(3) Schnittkräfte müssen mittels geometrischer und baustoffbezogener nichtlinearer Berechnung mit Imperfektionen (GMNIA) bestimmt werden.

(4) Ebene Querschnitte dürfen als weiterhin eben angenommen werden. Volle Verbundwirkung bis zum Versagen zwischen den Stahl- und Betonelementen des Bauteils darf angenommen werden, sofern die Längsschubtragfähigkeit innerhalb der Lasteinleitungslänge und auch über die verbleibende Bauteillänge nicht überschritten wird.

(5) Zugbeanspruchte Betonquerschnitte müssen vernachlässigt werden. Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen darf bei der Biegesteifigkeit berücksichtigt werden.

(6) Auswirkungen von Kriechen und Schwinden müssen berücksichtigt werden, wenn sie wahrscheinlich die Tragfähigkeit signifikant verringern.

(7) Zur Vereinfachung dürfen die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden vernachlässigt werden, wenn die Biegemomente infolge Kriechverformungen sowie die Normalkraft infolge ständiger und quasiständiger Lasten um nicht mehr als 10 % erhöht werden.

(8) Das allgemeine Verfahren beruht auf nichtlinearer Berechnung und Bemessung unter Anwendung eines Gesamtsicherheitsbeiwertes für die Tragfähigkeit und für Auswirkungen von Einwirkungen. Bei Verbundstützen sollte die Ungleichung nach Gleichung (8.33) erfüllt werden:

$$E_d^{\text{II}} \leq R \left(\frac{R_m}{\gamma_0} \right) \quad (8.33)$$

Dabei ist

R_m der Mittelwert der Tragfähigkeit bei Bestimmung mittels nichtlinearer Berechnung nach (9);

E_d^{II} der durch die Schnittkraft N_{Ed} und das zugehörige Moment M_{Ed}^{II} definierte Vektor (Bild 8.25);

M_{Ed}^{II} der Bemessungswert des Schnittmoments bei Bestimmung mittels geometrischer und baustoffbezogener nichtlinearer Berechnung unter Berücksichtigung von geometrischen und baulichen Imperfektionen auf der Grundlage der Auswirkungen einer Einwirkungskombination nach EN 1990 und EN 1991 (alle Teile), der Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q sowie von 8.8.1(7);

N_{Ed} die Schnittkraft bei Bestimmung mittels geometrischer und baustoffbezogener nichtlinearer Berechnung unter Berücksichtigung von geometrischen und baulichen Imperfektionen auf der Grundlage der Auswirkungen einer Einwirkungskombination nach EN 1990 und EN 1991 (alle Teile), der Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q sowie von 8.8.1(7), sofern erforderlich; für den Nachweis des Druckgliedes als Einzelbauteil ist der Bemessungswert N_{Ed} jener aus der Gesamttragwerksberechnung;

γ_0 der Gesamt-Teilsicherheitsbeiwert nach (10);

γ_G der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen;

γ_Q der Teilsicherheitsbeiwert für vorübergehende Einwirkungen.

ANMERKUNG Kann die Schwankung des Elastizitätsmoduls zu einem signifikanten Einfluss auf die Berechnung nach Theorie 2. Ordnung führen, ist die Empfindlichkeitsuntersuchung zu berücksichtigen.

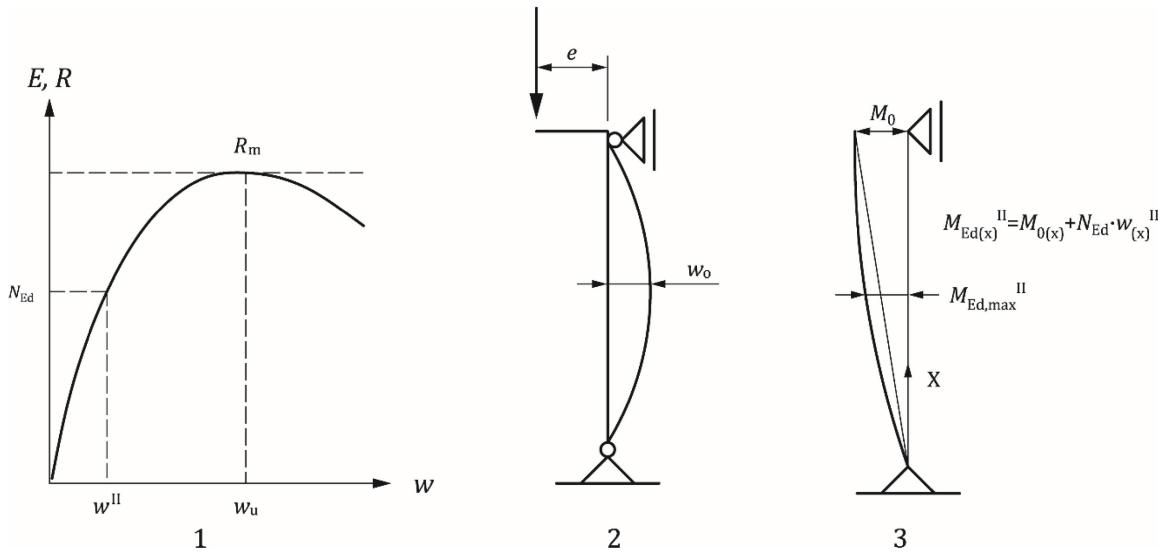
(9) Die mittleren Nennwerte der Baustofffestigkeit für Beton, Betonstahl und Baustahl nach 8.8.2(11) sollten in der Berechnung verwendet werden. Zusätzliche Auswirkungen infolge geometrischer Imperfektionen und Eigenspannungen sollten in die Berechnung einbezogen werden.

ANMERKUNG 1 Der Mittelwert R_m der Tragfähigkeit ergibt sich aus der geometrischen und baustoffbezogenen nichtlinearen Berechnung unter Berücksichtigung geometrischer und tragwerksbezogener Imperfektionen sowie aller Auswirkungen nach 8.8.2(1).

ANMERKUNG 2 Werte der Eigenspannung können nach EN 1993-1-14 angesetzt werden.

ANMERKUNG 3 Die geometrische Imperfektion ist abhängig von der Art der Stützen und dem Bauausführungsprozess. Sie entspricht $L/400$, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist, wobei L die Länge des Druckgliedes ist.

ANMERKUNG 4 Zur Vereinfachung können statt der Auswirkungen von Eigenspannungen (Tragwerksimperfektion) und geometrischen Imperfektionen auch Ersatzimperfektionen für die Vorkrümmung (Bauteilimperfektionen) nach Tabelle 8.7 verwendet werden.



Legende

- 1 Kennlinie der Lasteinleitung in Abhängigkeit von der Verschiebung
- 2 Endexzentrizität und Imperfektion
- 3 Momente infolge Lasteinleitung, Exzentrizität und Imperfektion

Bild 8.25 — Nichtlineare Berechnung zur Bestimmung von R_m und M_Ed^{II}

(10) Der Gesamt-Teilsicherheitsbeiwert γ_0 ist in Gleichung (8.34) und Bild 8.26 angegeben. Die in diesem Bild dargestellten Werte von $R_{pl,m}$ und $R_{pl,d}$ sollten in Richtung des durch N_{Ed} und M_Ed^{II} definierten Lastvektors E_d^{II} bestimmt werden, welcher der untersuchten Lastkombination entsprechen sollte.

$$\gamma_0 = \frac{R_{pl,m}}{R_{pl,d}} \quad (8.34)$$

Dabei ist

$R_{pl,m}$ die Tragfähigkeit unter kombinierter Biege- und Druckbeanspruchung, die auf der vollplastischen Interaktionskurve 1 oder der Interaktionskurve 1 beruhen darf, bei Bestimmung auf Grundlage der nichtlinearen Tragfähigkeit nach Bild 8.26 unter Verwendung der Baustofffestigkeiten f_{cm} , f_{ym} und f_{sm} nach (11);

$R_{pl,d}$ die Tragfähigkeit unter kombinierter Biege- und Druckbeanspruchung, die nach 8.8.3.2(2) (Kurve 2 in Bild 8.26) ermittelt werden darf;

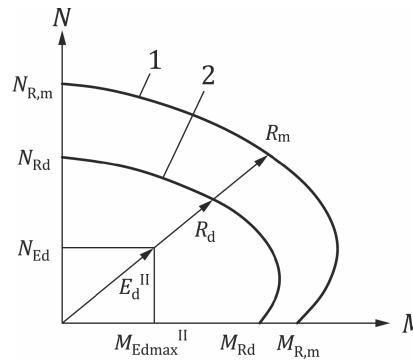
$M_{Ed,max}^{II}$ der Bemessungswert des aus (1) bis (9) resultierenden größten Schnittmoments;

$N_{pl,m}$ die Drucktragfähigkeit des Querschnitts unter Verwendung der Baustofffestigkeiten f_{cm} , f_{ym} und f_{sm} , die auf der vollplastischen oder nichtlinearen Tragfähigkeit beruhen darf;

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

- $N_{pl,d}$ der Bemessungswert der Drucktragfähigkeit des Querschnitts, die auf der vollplastischen oder nichtlinearen Tragfähigkeit beruhen darf;
- $M_{pl,m}$ die Biegetragfähigkeit des Querschnitts unter Verwendung der Baustofffestigkeiten f_{cm}, f_{ym} und f_{sm} , die auf der vollplastischen oder nichtlinearen Tragfähigkeit beruhen darf;
- $M_{pl,rd}$ der Bemessungswert der Biegetragfähigkeit des Querschnitts, die auf der vollplastischen oder nichtlinearen Tragfähigkeit beruhen darf.

ANMERKUNG Alle Werte von $R_{pl,m}$, $R_{pl,d}$, $N_{pl,m}$, $N_{pl,d}$, $M_{pl,m}$ und $M_{pl,Rd}$ sind auf Grundlage entweder der vollplastischen Tragfähigkeit oder alternativ der nichtlinearen Tragfähigkeit zu bestimmen.

**Legende**

- 1 N-M-Kurve auf Grundlage der Mittelwerte von Baustoffeigenschaften
- 2 N-M-Kurve auf Grundlage der Bemessungswerte von Baustoffeigenschaften

Bild 8.26 — Interaktionskurve zur Bestimmung des Gesamtsicherheitsbeiwertes γ_0

(11) Die folgenden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sollten für die nichtlineare Berechnung und die Bestimmung von R_m nach Bild 8.25 verwendet werden. Die Mittelwerte sollten auch zur Bestimmung von $R_{pl,m}$ nach Bild 8.26 verwendet werden:

- bei druckbeanspruchtem Beton nach EN 1992-1-1:2023, 5.1.6(3), wobei f_{cm} in EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.1 und Tabelle A.1, angegeben ist;
- für Betonstahl nach EN 1992-1-1:2023, Bild 5.2, Kurve 2. In diesem Diagramm sollte f_{yk} durch f_{sm} und der Wert $k f_{yk}$ durch $k f_{ym}$ ersetzt werden, wobei f_{sm} in EN 1992-1-1:2023, Tabelle A.1, angegeben ist;
- bei Baustahl nach EN 1993-1-1:2022, 7.4.3(3), wobei f_y durch f_{ym} ersetzt werden sollte. Alternativ darf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach prEN 1993-1-14:2023, 5.3.2, verwendet werden.

ANMERKUNG Die Werte von f_{ym} können nach EN 1993-1-1:2022, Tabelle E.1, bestimmt werden.

(12) Bei ausbetonierten Rohren mit Kreisquerschnitten dürfen die Auswirkungen von Umschnürung nach 8.8.3.2(6) berücksichtigt werden.

(13) Bei Verbundstützen unter zweiachsiger Biegebeanspruchung sollte nichtlineare Berechnung unter Berücksichtigung von Lastausmitte, Momenten und Imperfektionen in allen Richtungen erfolgen. Erfolgt keine genauere Berechnung auf Grundlage der Kurve für zweiachsige Interaktion $N\text{-}M_y\text{-}M_z$, darf der Gesamt-Teilsicherheitsbeiwert γ_0 gesondert für jede Biegeachse unter Verwendung des resultierenden Momentenvektors $(M_y^2 + M_z^2)^{0.5}$ ermittelt werden. Der konservativere Gesamt-Teilsicherheitsbeiwert sollte angewendet werden, um die Bemessungstragfähigkeit nach (10) zu bestimmen.

8.8.3 Vereinfachtes Verfahren

8.8.3.1 Allgemeines und Anwendungsbereich

(a) Der Anwendungsbereich dieses vereinfachten Verfahrens ist begrenzt auf Bauteile mit doppelsymmetrischen und über die Bauteillänge konstanten Querschnitten mit warmgewalzten, kaltgeformten oder geschweißten Stahlprofilen. Das vereinfachte Bemessungsverfahren ist nicht anwendbar, wenn das Baustahlelement aus zwei oder mehr nicht miteinander verbundenen Querschnittsteilen besteht. Der bezogene Schlankheitsgrad $\tilde{\lambda}$ nach 8.8.3.3 sollte die Bedingung nach Gleichung (8.35) erfüllen.

$$\tilde{\lambda} \leq 2,0 \quad (8.35)$$

(b) Bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen, siehe Bild 8.24 a), sind die Grenzwerte der größten Betondeckung, die bei der Berechnung verwendet werden dürfen, in Gleichung (8.36) angegeben:

$$\max c_z = 0,3h \quad \max c_y = 0,4b \quad (8.36)$$

(3) Die Längsbewehrung, die bei der Berechnung verwendet werden darf, sollte nicht größer sein als 6 % der Betonfläche.

(4) Das Verhältnis von Höhe zu Breite des Verbundquerschnitts sollte innerhalb der Grenzwerte 0,2 und 5,0 liegen.

8.8.3.2 Querschnittstragfähigkeit

(1) Die plastische Drucktragfähigkeit $N_{pl,Rd}$ eines Verbundquerschnitts sollte durch Summieren der plastischen Tragfähigkeiten seiner Querschnittsteile nach Gleichung (8.37) berechnet werden.

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (8.37)$$

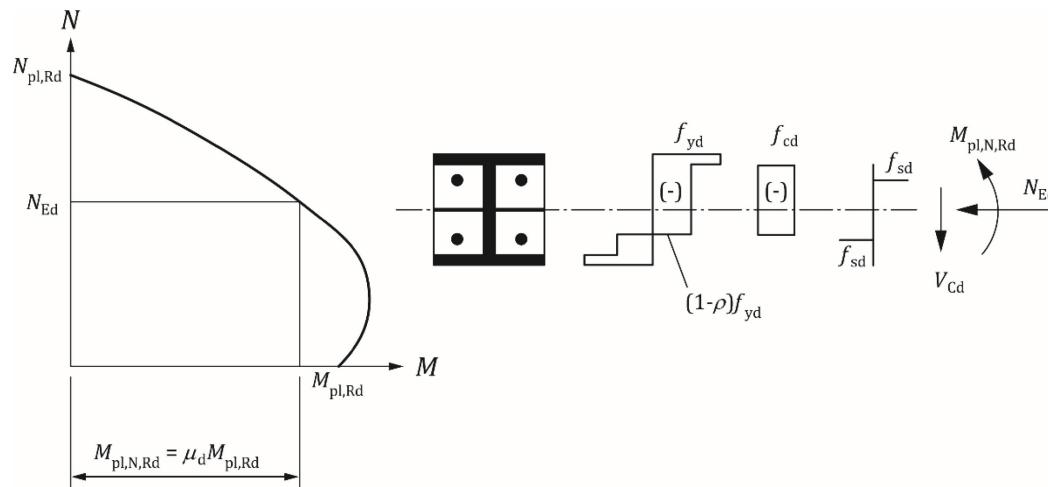


Bild 8.27 — Interaktionskurve für kombinierte Beanspruchung durch Druck und einachsige Biegung

(2) Die Querschnittstragfähigkeit unter kombinierter Druck- und Biegebeanspruchung und die zugehörige Interaktionskurve darf unter Annahme der in Bild 8.27 dargestellten rechteckigen Spannungsblöcke unter Berücksichtigung des Bemessungswertes der Schubkraft V_{Ed} nach (3) berechnet werden. Die Zugfestigkeit des Betons sollte vernachlässigt werden.

(3) Der Einfluss von Querschubkräften auf die Tragfähigkeit unter Biegebeanspruchung und Normalkraft sollte bei der Bestimmung der Interaktionskurve berücksichtigt werden, wenn die auf das Stahlprofil einwirkende Schubkraft $V_{a,Ed}$ größer ist als $\eta_V V_{pl,a,Rd}$, siehe 8.2.2.5. Die Schubtragfähigkeit $V_{c,Ed}$ des Stahlbetonteils sollte nach EN 1992-1-1:2023, 8.2, nachgewiesen werden.

(4) Erfolgt keine genauere Berechnung, darf V_{Ed} in den auf das Baustahlprofil einwirkenden Anteil $V_{a,Ed}$ und den auf das Stahlbetonprofil einwirkenden Anteil $V_{c,Ed}$ aufgeteilt werden, wie in Gleichung (8.38) und Gleichung (8.39) angegeben.

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (8.38)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (8.39)$$

Dabei ist

$M_{pl,a,Rd}$ die plastische Momententrägfähigkeit des Stahlprofils; und

$M_{pl,Rd}$ die plastische Momententrägfähigkeit des Verbundquerschnitts.

Zur Vereinfachung darf angenommen werden, dass V_{Ed} nur auf das Baustahlprofil einwirkt.

(5) Zur Vereinfachung darf die Interaktionskurve durch ein Polygonaldiagramm ersetzt werden (gestrichelte Linie in Bild 8.28). In Bild 8.28 ist als Beispiel die plastische Spannungsverteilung eines vollständig einbetonierten Querschnitts für die Punkte A bis D dargestellt.

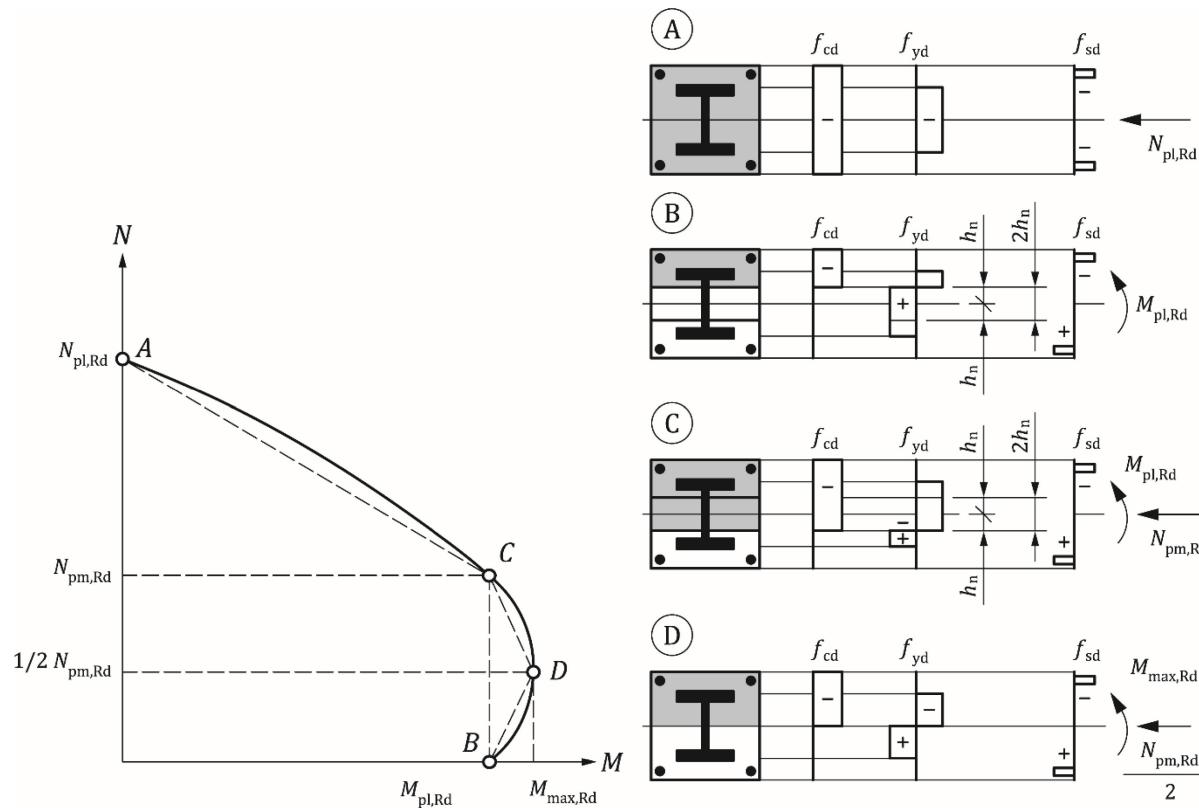


Bild 8.28 — Vereinfachte Interaktionskurve und zugehörige Spannungsverteilungen

(a) Bei ausbetonierten Rohren mit Kreisquerschnitt darf die aus der Umschnürungswirkung resultierende Erhöhung der Betonfestigkeit berücksichtigt werden, wenn der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ nach 8.8.3.3(2) nicht größer als 0,5 und $e_N/d < 0,1$ ist, wobei e_N die durch M_{Ed}/N_{Ed} gegebene Exzentrizität der Belastung und d der Außendurchmesser der Stütze ist. Die plastische Drucktragfähigkeit darf dann wie folgt bestimmt werden:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (8.40)$$

Dabei ist/sind

t die Wanddicke des Stahlrohrs;

η_a, η_c Beiwerte zur Berücksichtigung von Umschnürungswirkungen nach Tabelle 8.5.

Tabelle 8.5 — Beiwerte zur Berücksichtigung von Umschnürungswirkungen

Bei Bauteilen mit zentrischer Lasteinleitung		
$e_N/d = 0$	η_a	$\eta_a = \eta_{a0} = 0,25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \leq 1,0$ (8.41)
	η_c	$\eta_c = \eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 (\bar{\lambda})^2 \geq 0$ (8.42)
Bei Bauteilen unter kombinierter Druck- und Biegebeanspruchung		
$0 < e_N/d \leq 0,1$	η_a	$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) (10 e_N/d)$ (8.43)
	η_c	$\eta_c = \eta_{c0} (1 - 10 e_N/d)$ (8.44)
$e_N/d > 0,1$	η_a	$\eta_a = 1,0$ (8.45)
	η_c	$\eta_c = 0$ (8.46)

8.8.3.3 Wirksame Biegesteifigkeit, Querschnittsparameter und bezogener Schlankheitsgrad

(a) Der Querschnittsparameter δ_c ist durch Gleichung (8.47) definiert.

$$\delta_c = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (8.47)$$

Dabei ist

$N_{pl,Rd}$ die plastische Drucktragfähigkeit nach 8.8.3.2(1).

(a) Der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ für die betrachtete Biegeebene ist in Gleichung (8.48) angegeben.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (8.48)$$

Dabei ist

$N_{pl,Rk}$ der charakteristische Wert der plastischen Drucktragfähigkeit nach Gleichung (8.37), wenn statt der Bemessungswerte der Festigkeiten die charakteristischen Werte verwendet werden;

N_{cr} die ideale Verzweigungslast für den maßgebenden Knickfall bei Berechnung mit der nach (3) und (4) bestimmten wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$.

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

(a) Für die Bestimmung des bezogenen Schlankheitsgrades $\bar{\lambda}$ sowie der idealen Verzweigungslast der Kraft N_{cr} sollte der charakteristische Wert der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ des Querschnitts einer Verbundstütze wie folgt bestimmt werden:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{c,eff} I_c \quad (8.49)$$

Dabei ist/sind

K_e ein Korrekturbeiwert, der als 0,6 angesetzt werden sollte;

I_a, I_c, I_s die Flächenträgheitsmomente des Baustahlprofils, des ungerissenen Betonprofils und der Bewehrung für die betrachtete Biegeebene.

(4) Der Einfluss von Langzeit-Auswirkungen auf die wirksame elastische Biegesteifigkeit sollte berücksichtigt werden. Der Elastizitätsmodul des Betons E_{cm} sollte auf den Wert von $E_{c,eff}$ verringert werden, der wie folgt bestimmt wird:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed})\varphi_t} \quad (8.50)$$

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der Gesamt-Normalkraft;

$N_{G,Ed}$ der ständig wirkende Anteil dieser Normalkraft;

φ_t die Kriechzahl nach 7.4.2.2(2). Bei ausbetonierten Hohlprofilen darf diese Kriechzahl gleich 25 % des Wertes angesetzt werden, der nach EN 1992-1-1:2023, 5.1.5 und Anhang B, für ein Betonstahlprofil ermittelt würde.

8.8.3.4 Berechnungsverfahren und Bauteilimperfektionen

(1) Die linear-elastische Berechnung für Bauteilnachweise sollte nach Theorie 2. Ordnung erfolgen.

(2) Bei der Bestimmung der Schnittkräfte sollte der Bemessungswert der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{eff,II}$ wie folgt bestimmt werden:

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{c,eff} I_c) \quad (8.51)$$

Dabei ist

$K_{e,II}$ ein Korrekturbeiwert, der gleich 0,5 angesetzt werden sollte;

K_0 ein Korrekturbeiwert, der gleich 0,9 angesetzt werden sollte;

$E_{c,eff}$ der verringerte Elastizitätsmodul des Betons zur Berücksichtigung von Langzeit-Auswirkungen nach 8.8.3.3(4).

(3) Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung brauchen nicht berücksichtigt zu werden, wenn 7.2.1(3) zutrifft und die ideale Verzweigungslast mit der Biegesteifigkeit $(EI)_{eff,II}$ nach (2) bestimmt wird.

(4) Der Einfluss geometrischer und baulicher Imperfektionen darf durch geometrische Ersatzimperfektionen berücksichtigt werden. Die Ersatzimperfektionen für die Bauteile von Verbundstützen sind in Tabelle 8.7 angegeben, wobei L die Stützenlänge ist.

(5) Werden bei der Gesamttragwerksberechnung ausschließlich globale Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung berücksichtigt, darf das Bemessungsmoment nach Theorie 2. Ordnung innerhalb einer Stützenlänge wie folgt bestimmt werden:

$$M_{Ed} = \frac{M_{Ed,Im} + \beta_M M_{Ed,Em}}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \quad (8.52)$$

Dabei ist

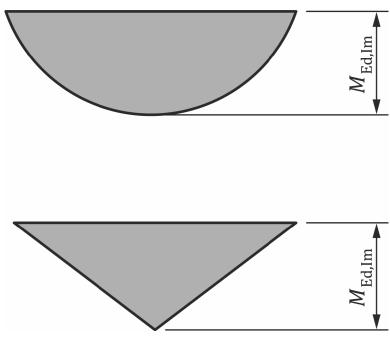
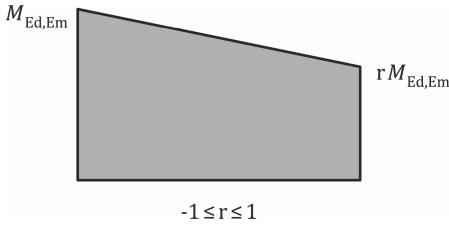
$M_{Ed,Em}$ das größte Moment an den Stützenenden aus der Gesamttragwerksberechnung, einschließlich Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung, sofern nach 7.2 erforderlich;

$M_{Ed,Im}$ das größte Moment nach Theorie 1. Ordnung innerhalb der Stützenlänge, einschließlich der Auswirkung infolge Imperfektionen und horizontaler Lasteinleitungen innerhalb der Stützenlänge, die nicht Teil der Gesamttragwerksberechnung sind;

$N_{cr,eff}$ die ideale Verzweigungslast für die maßgebende Achse entsprechend der wirksamen Biegesteifigkeit nach (2). Die wirksame Länge darf konservativ gleich der Systemlänge angenommen werden;

β_M der äquivalente Momentenbeiwert. Liegt keine Horizontallast innerhalb der Stützenlänge vor, ist der Wert in Tabelle 8.6 angegeben, wobei r das Verhältnis zwischen dem Moment am anderen Ende der Stütze und $M_{Ed,Em}$ ist und wobei gilt $-1 \leq r \leq 1$. Liegt eine Horizontallast innerhalb der Stützenlänge vor, sollte ein Wert von 1,0 verwendet werden.

Tabelle 8.6 — Beiwerthe β_M zur Bestimmung der Momente nach Theorie 2. Ordnung

	Momentenverlauf	Momentenbeiwerte β_M	Bemerkung
(a)		Biegemomente nach Theorie 1. Ordnung infolge Bauteilimperfektion oder Horizontallast: $\beta_M = 1$	$M_{Ed,Im}$ ist das unter Vernachlässigung von Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung ermittelte größte Bemessungsmoment innerhalb der Stützenlänge
(b)		Randmomente: $\beta_M = 0,66 + 0,44r$ und $\beta_M \geq 0,44$	$M_{Ed,Em}$ und $r M_{Ed,Em}$ sind die aus der Berechnung des gesamten Tragwerks resultierenden Randmomente nach Theorie 1. oder 2. Ordnung

8.8.3.5 Tragfähigkeit von Bauteilen unter Normaldruckbeanspruchung

(1) Bauteilnachweise dürfen mittels Berechnung nach Theorie 2. Ordnung unter Berücksichtigung von Bauteilimperfektionen nach 8.8.3.6 geführt werden.

(2) Zur Vereinfachung für Bauteile unter Normaldruckbeanspruchung sollte der Bemessungswert der Normalkraft N_{Ed} Gleichung (8.53) entsprechen.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.53)$$

Dabei ist

$N_{pl,Rd}$ die plastische Tragfähigkeit des Verbundprofils nach 8.8.3.2(1), wobei jedoch f_{yd} unter Verwendung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_{M1} nach EN 1993-1-1:2022, 8.1(1), bestimmt wird;

χ der Abminderungsfaktor für den jeweiligen Knickfall nach EN 1993-1-1:2022, 8.3.1.3, in Bezug auf den maßgebenden bezogenen Schlankheitsgrad.

Die maßgebenden Knicklinien für Verbundstützenquerschnitte sind in Tabelle 8.7 angegeben, wobei ρ_s der Bewehrungsgrad A_s/A_c ist.

8.8.3.6 Tragfähigkeit von Bauteilen unter kombinierter Beanspruchung durch Druck und einachsige Biegung

(1) Gleichung (8.54) auf Grundlage der nach 8.8.3.2(2) bis (5) bestimmten Interaktionskurve sollte erfüllt werden:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (8.54)$$

Dabei ist

M_{Ed} das größte Randsmoment und das größte Biegemoment innerhalb der Stützenlänge, das nach 8.8.3.4 unter Berücksichtigung von Imperfektionen sowie erforderlichenfalls von Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung berechnet wird;

$M_{pl,N,Rd}$ die plastische Biegetragfähigkeit unter Berücksichtigung der durch μ_d $M_{pl,Rd}$ gegebenen Normalkraft N_{Ed} (siehe Bild 8.27);

$M_{pl,Rd}$ die plastische Biegetragfähigkeit, die durch Punkt B in Bild 8.28 gegeben ist.

Der Beiwert α_M sollte bei Stahlsorten im Bereich von S235 bis einschließlich S355 mit 0,9 und bei den Stahlsorten S420 und S460 mit 0,8 angesetzt werden.

(2) Wenn eine Erhöhung der Normaldruckbeanspruchung zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit führt, sollten die verwendeten Werte von μ_d nur dann größer sein als 1,0, wenn das Biegemoment M_{Ed} direkt abhängig ist von der Einwirkung der Normalkraft N_{Ed} , z. B. wenn das Moment M_{Ed} aus der Exzentrizität der Normalkraft N_{Ed} resultiert. Andernfalls ist ein zusätzlicher Nachweis nach 8.8.1(7) erforderlich.

ANMERKUNG Der Wert von $\mu_d = \mu_{dy}$ oder μ_{dz} , siehe Bild 8.29, bezieht sich auf den Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ für die betrachtete Biegeebene.

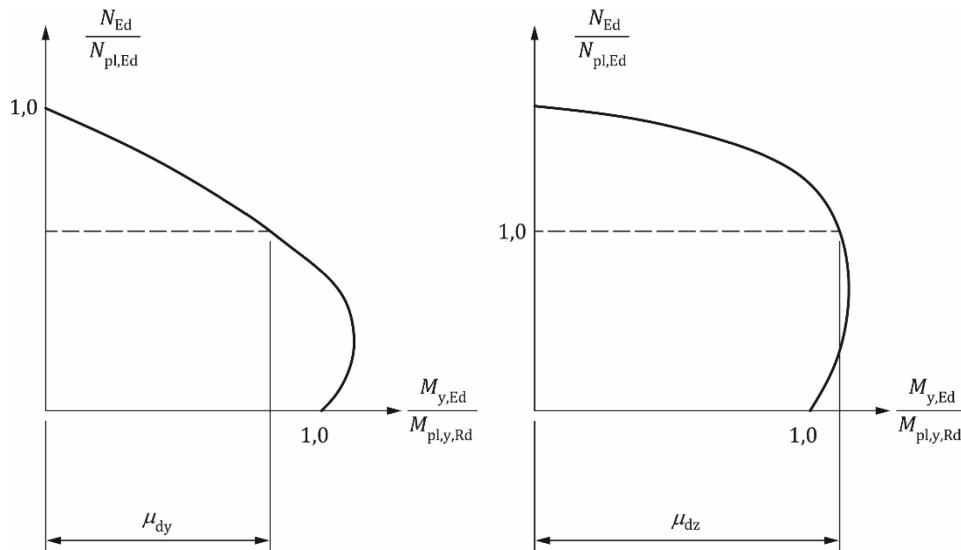
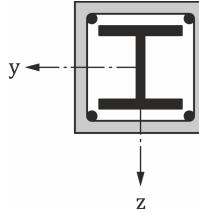
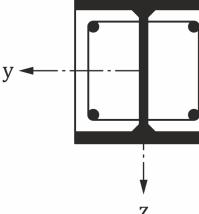
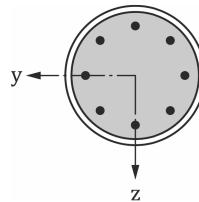
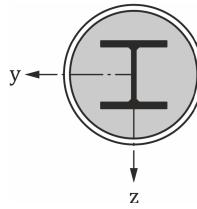
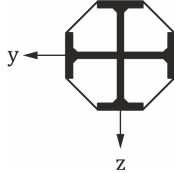


Bild 8.29 — Bemessung für Beanspruchung durch Druck und zweiachsige Biegung

Tabelle 8.7 — Knicklinien und Bauteilimperfektionen für Verbundstützen

Querschnitt	Anwendungs-grenzen	Knickachse	Knicklinie	Bauteil-imperfektion
quadratisches und rechteckiges einbetoniertes Profil 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
teilweise einbetoniertes Profil 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
kreisförmige und rechteckige Hohlprofile aus Stahl 	$\rho_s \leq 3\%$	alle	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	alle	b	L/200

Querschnitt	Anwendungs-grenzen	Knickachse	Knicklinie	Bauteil-imperfektion
kreisförmige und rechteckige Hohlprofile aus Stahl mit zusätzlichem I-Profil 		y-y	b	L/200
		z-z	b	L/200
teilweise einbetonierte, gekreuzte I-Profile 		alle	b	L/200

ANMERKUNG Ist die Dicke des offenen Stahlprofils größer als 40 mm, ist die Knicklinie um eine Klasse herabzustufen.

8.8.3.7 Kombinierte Beanspruchung durch Druck und zweiachsige Biegung

(1) Für Verbundstützen und Druckglieder unter zweiachsiger Biegebeanspruchung dürfen die Werte von μ_{dy} und μ_{dz} nach Bild 8.29 für jede Biegeachse getrennt nach 8.8.3.6 berechnet werden. Imperfektionen sollten nur in der Ebene berücksichtigt werden, in der das Auftreten von Versagen erwartet wird. Wenn die kritischere Ebene nicht eindeutig feststellbar ist, sollten Nachweise für beide Ebenen geführt werden.

(2) Bei kombinierter Beanspruchung durch Druck und zweiachsige Biegung sollten die Bedingungen nach Gleichung (8.55) und Gleichung (8.56) beim Tragfähigkeitsnachweis innerhalb der Stützenlänge und beim Nachweis der Randmomente erfüllt werden:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (8.55)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.56)$$

Dabei ist/sind

$M_{pl,y,Rd}$ und $M_{pl,z,Rd}$ die plastischen Biegetragfähigkeiten für die jeweilige Biegeebene;

$M_{y,Ed}$ und $M_{z,Ed}$ die Bemessungswerte der Momententrägfähigkeit, einschließlich Auswirkungen nach Theorie 2. Ordnung und Imperfektionen nach 8.8.3.4;

μ_{dy} und μ_{dz} in 8.8.3.6 definiert;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ in 8.8.3.6(1) angegeben;

$\alpha_M = \alpha_{M,z}$ in 8.8.3.6(1) angegeben.

8.8.4 Verdübelung und Lasteinleitung

8.8.4.1 Allgemeines

(1) Bei Lasteinleitungsgebieten für Schnittgrößen aus mit den Enden verbundenen Bauteilen sowie für innerhalb der Länge zwischen Stahl- und Betonbauteilen zu verteilende Lasten muss die Schubtragfähigkeit an der Verbundfuge berücksichtigt werden. Ein eindeutig definierter Lastpfad muss vorgesehen werden, der keinerlei Schlupf an dieser Verbundfuge einschließt, welcher die Bemessungsannahmen ungültig machen würde.

(2) Sind Stützen und druckbeanspruchte Verbundbauteile signifikanter Querschubbeanspruchung ausgesetzt, wie z. B. durch lokale Querlasten und Randmomente, müssen Vorkehrungen zur Übertragung der entsprechenden Längsschubspannung an der Verbundfuge getroffen werden.

(3) Bei Stützen und Druckgliedern unter Normallast ist eine Berücksichtigung der Längsschubbeanspruchung außerhalb der Lasteinleitungsgebiete nicht erforderlich.

8.8.4.2 Lasteinleitung

(1) Schubverbinder sollten im Lasteinleitungsgebiet und in Bereichen mit Querschnittsänderungen vorgesehen werden, wenn der Bemessungswert der Schubfestigkeit τ_{Rd} (siehe 8.8.4.3) an der Verbundfuge überschritten wird. Die Schubkräfte sollten anhand der Änderung der Querschnittskräfte des Stahl- oder Stahlbetonprofils innerhalb der Lasteinleitungslänge bestimmt werden. Wenn die Lasteinleitung nur über den Betonquerschnitt erfolgt, sollten die Ergebnisse einer elastischen Berechnung unter Einbeziehung von Kriechen und Schwinden berücksichtigt werden. Andernfalls sollten die Kräfte an der Verbundfuge nach Elastizitätstheorie oder nach Plastizitätstheorie bestimmt werden, um den ungünstigeren Fall zu ermitteln.

(2) In Abwesenheit eines genaueren Verfahrens sollte die Lasteinleitungslänge nicht größer sein als der kleinste Wert von $2d$ oder $L/3$, wobei d das kleinste Quermaß der Stütze und L die Stützenlänge ist.

(3) Bei Stützen und Druckgliedern in Verbundbauweise braucht keine Verdübelung für die Lasteinleitung über Kopfplatten vorgesehen zu werden, wenn die gesamte Verbundfuge zwischen Betonprofil und Kopfplatte unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden ständig druckbeansprucht ist. Andernfalls sollte die Lasteinleitung nach (5) nachgewiesen werden. Bei ausbetonierte Rohren mit Kreisquerschnitt darf die Umschnürungswirkung unter Verwendung der Werte η_a und η_c für $\bar{\lambda} = 0$ berücksichtigt werden, wenn die Bedingungen nach 8.8.3.2(6) erfüllt sind.

(4) Werden Bolzendübel am Steg eines teilweise oder vollständig einbetonierten I-Stahlprofils oder eines vergleichbaren Profils angeordnet, dürfen die Reibungskräfte berücksichtigt werden, die aus der Verhinderung horizontaler Ausdehnung des Betons durch die benachbarten Stahlgurte resultieren. Die diesbezügliche Tragfähigkeit darf zur rechnerischen Schubverbindertragfähigkeit addiert werden. Die zusätzliche Tragfähigkeit darf als $\mu P_{Rd}/2$ auf jedem Gurt und jeder horizontalen Bolzenreihe entsprechend Bild 8.30 angenommen werden, wobei μ die maßgebende Reibungszahl ist, die angenommen werden darf. Bei Stahlprofilen ohne Beschichtung, die frei von Öl, Fett sowie von losem Zunder und Rost sind, darf μ gleich 0,5 angesetzt werden. P_{Rd} ist die Tragfähigkeit eines einzelnen Bolzens nach 8.6.8.1. Liegen keine besseren Angaben aus Versuchen vor, sollte der lichte Abstand zwischen den Gurten die in Bild 8.30 angegebenen Werte nicht überschreiten.

(5) Bei Teilbelastung des Querschnitts (wie z. B. in Bild 8.31a) dürfen die Lasten über die Kopfplattendicke t_e im Verhältnis von 1 : 2,5 verteilt werden. Die Betonspannungen sollten dann in der effektiven Lasteinleitungsfläche bei ausbetonierte Hohlprofilen nach (6) und bei allen anderen Querschnittsarten nach EN 1992-1-1:2023, 8.6, begrenzt werden.

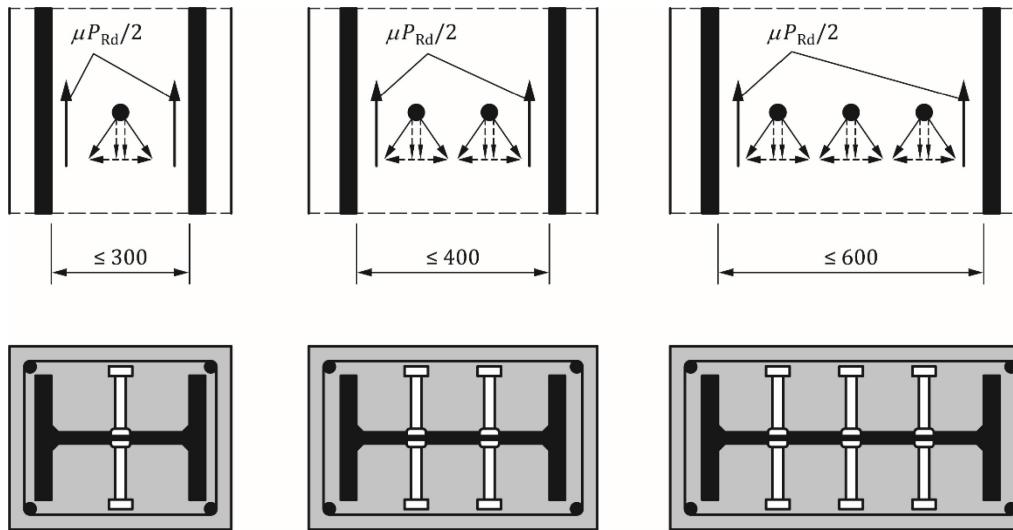


Bild 8.30 — Zusätzliche Reibungskräfte in Verbundstützen durch Verwendung von Kopfbolzendübeln

(6) Wenn der Beton in einem ausbetonierten kreisförmigen oder einem quadratischen Hohlprofil nur über eine Teilfläche belastet wird, wie z. B. nach Bild 8.31 über durch das Profil gesteckte Knotenbleche oder über Steifen, sollte der Bemessungswert der lokalen Betonfestigkeit $\sigma_{c,Rd}$ unter dem Knotenblech bzw. der Steife, der aus den Querschnittskräften des Betonprofils resultiert, wie folgt bestimmt werden:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{t}{a_{hs}} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (8.57)$$

Dabei ist

t die Wanddicke des Stahlrohrs;

a_{hs} der Durchmesser bei Rohren oder die Breite bei quadratischen Profilen;

A_c die Querschnittsfläche des Betonprofils der Stütze;

A_1 die Lasteinleitungsfläche unter dem Knotenblech, siehe Bild 8.31;

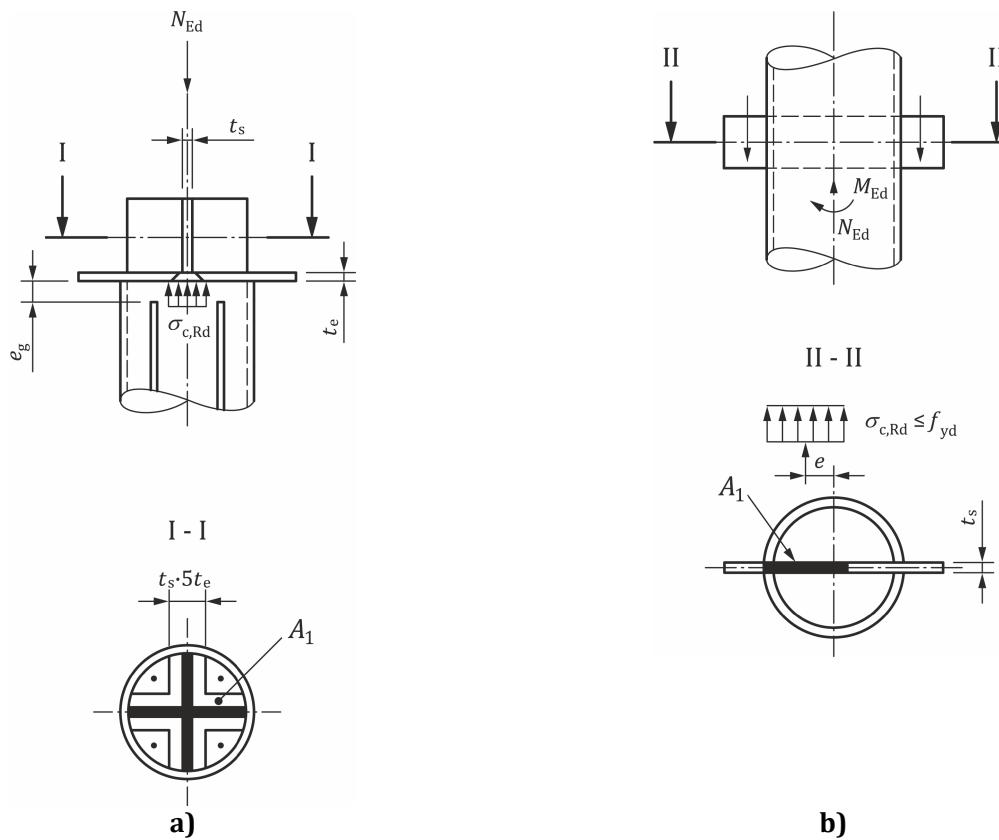
η_{cL} gleich 4,9 bei Stahlrohren mit kreisförmigem Querschnitt und gleich 3,5 bei quadratischen Profilen.

Das Verhältnis A_c/A_1 sollte den Wert von 20 nicht überschreiten. Schweißnähte zwischen Knotenblech und Stahlhohlprofilen sollten nach FprEN 1993-1-8:2023, Abschnitt 6, bemessen werden.

(7) Längsbewehrung darf bei ausbetonierten kreisförmigen Hohlprofilen beim Tragfähigkeitsnachweis der Stütze auch dann berücksichtigt werden, wenn sie nicht an die Kopfplatten angeschweißt ist oder nicht in direktem Kontakt mit diesen steht, sofern:

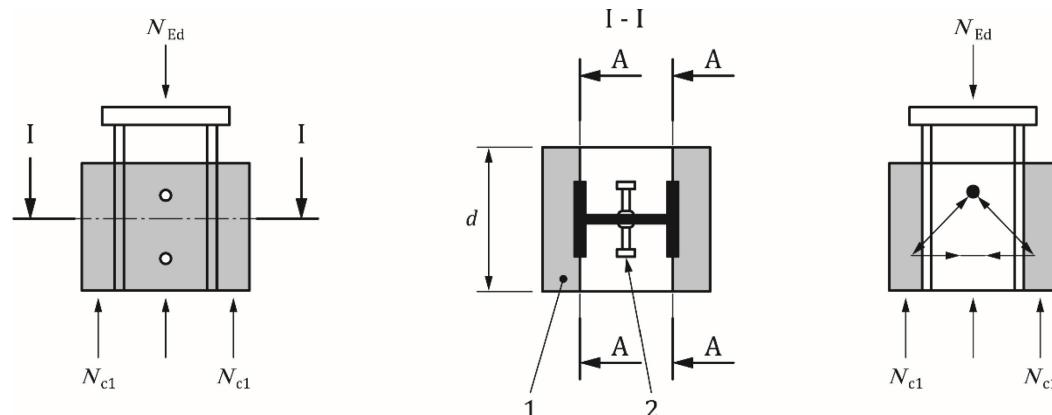
- kein Ermüdungsnachweis erforderlich ist; und
- der lichte Abstand e_g zwischen Bewehrung und Kopfplatte nicht größer ist als 30 mm, siehe Bild 8.31 a).

(8) Querbewehrung sollte EN 1992-1-1:2023, 12.6, entsprechen. Bei teilweise einbetonierten Stahlprofilen sollte die Lage des Betons durch nach Bild 8.12 angeordnete Querbewehrung sichergestellt werden.

**Bild 8.31 — Teilflächenbelastung bei ausbetonierten kreisförmigen Hohlprofilen**

(9) Erfolgt die Lasteinleitung bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen nur über das Stahlprofil oder nur über das Betonprofil, sollte die Querbewehrung für Längsschubbeanspruchung bemessen werden, welche aus der Übertragung der Normalkraft (N_{c1} nach Bild 8.32) aus den direkt mit Schubverbindern angeschlossenen Betonelementen in die Betonelemente ohne direkte Verdübelung resultiert (siehe Bild 8.32, Schnitt A-A; die schraffierte Fläche außerhalb der Gurte nach Bild 8.32 sollte als nicht direkt angeschlossen betrachtet werden).

Die Bemessung und Anordnung der Querbewehrung sollte auf einem Fachwerkmodell unter Annahme eines Winkels von 45° zwischen Betondruckstrebens und der Bauteilachse beruhen.

**Legende**

- 1 nicht direkt angeschlossen
- 2 direkt angeschlossen

Bild 8.32 — Direkt und nicht direkt angeschlossene Betonquerschnittsflächen für die Bemessung von Querbewehrung

8.8.4.3 Längsschubbeanspruchung außerhalb der Lasteinleitungsbereiche

(1) Außerhalb des Lasteinleitungsbereichs sollte ein Nachweis für Längsschubbeanspruchung an der Verbundfuge geführt werden, wenn diese Beanspruchung durch Querlasten und/oder Randmomente verursacht wird. Schubverbinder sollten auf der Grundlage der Verteilung des Bemessungswertes der Längsschubbeanspruchung vorgesehen werden, wenn diese den Bemessungswert der Schubfestigkeit τ_{Rd} überschreitet.

(2) In Abwesenheit eines genaueren Verfahrens darf die Längsschubbeanspruchung an der Verbundfuge mittels elastischer Berechnung unter Berücksichtigung der Langzeit-Auswirkungen und der Rissbildung des Betons bestimmt werden.

(3) Wenn die mit dem Beton in Kontakt stehende Oberfläche des Stahlprofils keine Beschichtung aufweist und frei von Ölen, Fetten, loser Walzhaut oder losem Rost ist, dürfen die in Tabelle 8.8 angegebenen Werte für τ_{Rd} angenommen werden.

Tabelle 8.8 — Bemessungswert der Schubfestigkeit τ_{Rd}

Querschnittsart	τ_{Rd} N/mm ²
vollständig einbetonierte Stahlprofile	0,30
ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile	0,55
ausbetonierte rechteckige Hohlprofile	0,40
Gurte von teilweise einbetonierten Profilen	0,20
Stege von teilweise einbetonierten Profilen	0,00
vollständig oder teilweise einbetonierte Stahlprofile mit Beschichtung, Öl, Fett, loser Walzhaut oderlosem Rost	0,00

(4) Der in Tabelle 8.8 angegebene Wert von τ_{Rd} für vollständig einbetonierte Stahlprofile gilt für Querschnitte mit einer Mindest-Betondeckung von 40 mm sowie mit Quer- und Längsbewehrung nach 8.8.5.2. Bei größerer Betondeckung und angemessener Bewehrung dürfen größere Werte von τ_{Rd} verwendet werden. Sofern nicht anders durch Versuche nachgewiesen, darf für vollständig einbetonierte Profile der erhöhte Wert $\beta_c \tau_{Rd}$ verwendet werden, wobei β_c wie folgt bestimmt wird:

$$\beta_c = 1 + 0,02c_z \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (8.58)$$

Dabei ist

c_z der Nennwert der Betondeckung, in mm, nach Bild 8.24 a;

$c_{z,min}$ die Mindest-Betondeckung, gleich 40 mm.

(5) Sofern nicht anders nachgewiesen, sollte bei teilweise einbetonierten I-Profilen unter Querschubbeanspruchung infolge Biegung um die schwächere Achse aufgrund von horizontaler Lasteinleitung oder Randmomenten stets eine Verdübelung vorgesehen werden. Wenn die Querschubtragfähigkeit nicht allein als die Tragfähigkeit des Baustahls angesetzt wird, dann sollte die erforderliche Querbewehrung für die Schubkraft $V_{c,Ed}$ nach 8.8.3.2(4) an den Steg des Stahlprofils angeschweißt oder durch Öffnungen darin durchgesteckt werden.

8.8.5 Bestimmungen zur baulichen Durchbildung

8.8.5.1 Betondeckung von Stahlprofilen und Bewehrung

(1) Für vollständig einbetonierte Stahlprofile muss eine Mindest-Betondeckung des Stahlbetons vorgesehen werden, um die Übertragung von Verbundkräften, den Korrosionsschutz des Stahls und die Verhinderung des Abplatzens von Beton sicherzustellen.

(2) Die Betondeckung eines Gurtes von vollständig einbetonierten Stahlprofilen sollte nicht kleiner sein als 40 mm oder 1/6 der Gurtbreite b .

(3) Die Betondeckung der Bewehrung sollte EN 1992-1-1:2023, 6.4, entsprechen.

8.8.5.2 Längs- und Querbewehrung

(1) Die Längsbewehrung in einbetonierte Stützen, die bei der Querschnittstragfähigkeit angerechnet wird, sollte nicht kleiner sein als 0,3 % der Betonquerschnittsfläche. Gewöhnlich ist Längsbewehrung in ausbetonierte Hohlprofilen nicht notwendig, wenn keine Bemessung für Feuerwiderstandsfähigkeit erforderlich ist.

(2) Die Bemessung und die bauliche Durchbildung der Längs- und Querbewehrung in vollständig oder teilweise einbetonierten Stützen sollte nach EN 1992-1-1:2023, 11.2 und 12.5, erfolgen.

(3) Der lichte Abstand zwischen Längsbewehrungsstäben und dem Baustahlprofil darf kleiner als nach (2) erforderlich und sogar gleich null sein. In diesem Fall sollten der für die Verbundtragfähigkeit wirksame Rundschnitt c_{eff} des Bewehrungsstabs als 1/2 oder 1/4 seines Rundschnitts s angenommen werden, wie in Bild 8.33, (a) bzw. (b), dargestellt.

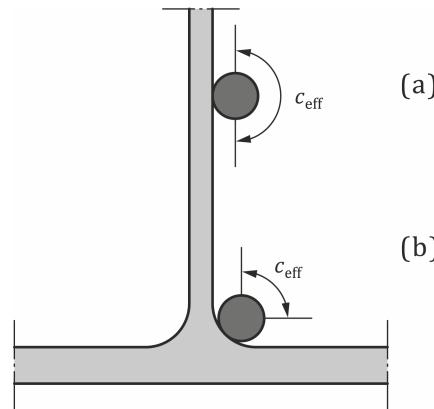


Bild 8.33 — Wirksamer Rundschnitt c_{eff} eines Bewehrungsstabs

(4) Wenn bei vollständig oder teilweise einbetonierten Bauteilen Umgebungsbedingungen der Expositionsklasse X_0 nach EN 1992-1-1:2023, Tabelle 6.1, vorliegen und Längsbewehrung bei der Bemessung vernachlässigt wird, sollte eine Mindest-Längsbewehrung mit 8 mm Stabdurchmesser und 250 mm Stababstand sowie eine Querbewehrung mit 6 mm Stabdurchmesser und 200 mm Stababstand vorgesehen werden. Alternativ dürfen geschweißte Betonstahlmatten mit 4 mm Stabdurchmesser verwendet werden.

9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

9.1 Allgemeines

(1) Ein Tragwerk mit Verbundbauteilen muss so bemessen und ausgeführt werden, dass alle maßgebenden Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit entsprechend den Grundsätzen nach EN 1990:2023, 5.4, erfüllt werden.

(2) Der Nachweis in Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit sollte auf den Kriterien nach EN 1990:2023, 5.4(3), beruhen.

(3) Der Nachweis in Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit für Verbunddecken mit Profilblechen sollte nach Abschnitt 10 geführt werden.

9.2 Spannungen

9.2.1 Allgemeines

(1) Bei der Berechnung der Spannungen für Träger im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen die folgenden Auswirkungen, sofern maßgebend, berücksichtigt werden:

- Schubverzerrung;
- Kriechen und Schwinden des Betons;
- Rissbildung des Betons und Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen;
- Bauabfolge;
- erhöhte Nachgiebigkeit infolge signifikanter unvollständiger Interaktion durch Schlupf der Verdübelung;
- plastisches Verhalten von Bau- und Betonstahl, sofern vorhanden; und
- Verwölbung und Profilverformung, sofern zutreffend.

(2) Schubverzerrung darf nach 7.4.1.2 berücksichtigt werden.

(3) Wenn kein genaueres Verfahren angewendet wird, dürfen die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden durch Verwendung des Elastizitätsmodulverhältnisses nach 7.4.2.2 berücksichtigt werden.

(4) Bei Querschnitten mit Rissbildung im Betongurt dürfen die Primärauswirkungen von Schwinden beim Nachweis von Spannungen vernachlässigt werden.

(5) Bei der Querschnittsberechnung muss die Rissbildung des Betons berücksichtigt werden.

(6) Der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen auf Spannungen im Beton- und Spannstahl sollte berücksichtigt werden. Wenn keine genaueren Verfahren angewendet werden, sollten die Spannungen in Betonstahl nach 9.4.3 bestimmt werden.

(7) Die Einflüsse aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen auf Spannungen in Baustahl dürfen vernachlässigt werden.

(8) Die Einflüsse aus unvollständiger Interaktion dürfen vernachlässigt werden, sofern vollständige Verdübelung vorhanden ist und bei teilweiser Verdübelung in Hochbauten 9.3.1(4) zutrifft.

9.2.2 Begrenzung der Spannungen für Hochbauten

(1) Wenn im Grenzzustand der Tragfähigkeit kein Ermüdungsnachweis erforderlich ist, keine Vorspannung mittels Spanngliedern und/oder kontrollierten behinderten Verformungen (z. B. Absenken von Auflagern) erfolgt, ist eine Begrenzung von Spannungen nicht erforderlich.

(2) Für Verbundstützen in Hochbauten ist üblicherweise eine Begrenzung von Spannungen für Träger nicht erforderlich.

(3) Wenn Spannungsbegrenzungen erforderlich sind, sollte für Beton und Betonstahl EN 1992-1-1:2023, 9.1(3), gelten.

9.3 Verformungen in Hochbauten

9.3.1 Durchbiegungen

(1) Durchbiegungen infolge von Belastungen nur des Stahlbauteils sollten nach EN 1993-1-1 berechnet werden.

(2) Durchbiegungen infolge von Belastung des Verbundbauteils sollten mittels geeigneter Verfahren berechnet werden. Elastische Berechnung nach Abschnitt 7 darf verwendet werden. Andernfalls sollte die Auswirkung von möglichem Fließen im Stahl in Feldmitte und im Betonstahl am Auflager berücksichtigt werden. Die Auswirkung von Fließen im Stahl am Auflager darf nach (8) berücksichtigt werden.

(3) Die Bezugsebene für die Vertikaldurchbiegung δ_{\max} sollte den Anforderungen entsprechen.

(4) Die Auswirkungen von Schlupf [unvollständige Interaktion, siehe 9.2.1(8)] dürfen vernachlässigt werden, sofern:

- die Bemessung der Verdübelung nach 8.6 erfolgt;
- entweder die Anzahl der verwendeten Schubverbinder mindestens der Hälfte der für eine vollständige Verdübelung erforderlichen Anzahl entspricht oder die Kräfte aus elastischem Verhalten, die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auf die Schubverbinder einwirken, nicht größer sind als P_{Rd} ; und
- bei Trägern mit einem Stahlprofil und einer Verbunddecke mit Rippen quer zur Trägerachse die Rippenhöhe h_p nicht größer als 80 mm ist.

(5) Wenn die Auswirkungen von Schlupf berücksichtigt werden müssen, darf die elastische Durchbiegung eines Einfeldverbundträgers, bei dem die Lastverteilung vorwiegend gleichmäßig ist und die Querschnitte und Schubverbinder unter der Lastkombination für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit elastisch bleiben, unter Verwendung einer wirksamen Steifigkeit nach Gleichung (9.1) abgeschätzt werden, sofern kein genaueres Verfahren angewendet wird.

$$I_{L,eff} = I_{c,L} + I_a + \frac{A_{c,eff}A_a}{A_{c,eff} + A_a} z_{cl}^2 \quad (9.1)$$

$$A_{c,eff} = \frac{A_c}{n_{L,eff}} \quad (9.2)$$

$$n_{L,eff} = n_L \left(1 + \frac{\pi^2 E_a A_{c,L}}{L^2 c_s} \right) \quad (9.3)$$

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

Dabei ist

- $I_{c,L}$ das Flächenträgheitsmoment der Betonplatte unter Berücksichtigung des Elastizitätsmodulverhältnisses nach 7.4.2.2;
- I_a das Flächenträgheitsmoment des Baustahlprofils;
- n_L das Elastizitätsmodulverhältnis nach 7.4.2.2, wobei Index „L“ die Art der Belastung nach 7.4.2.2(2) angibt;
- A_a die Fläche des Baustahlprofils;
- A_c die Fläche des Betongurtes;
- $A_{c,L}$ die Fläche des Betongurtes unter Berücksichtigung zeitabhängiger Auswirkungen $A_{c,L} = A_c/n_L$;
- L die Spannweite des Verbundträgers;
- c_s die Steifigkeit der Verdübelung $c_s = k_{sc}n_r/s_x$;
- k_{sc} die Steifigkeit eines Schubverbinder nach Anhang B, Bild B.3;
- n_r die Anzahl von in Querabständen angeordneten Schubverbinder;
- s_x der Abstand zwischen in gleichmäßigen Abständen angeordneten Schubverbinder; und
- z_{cl} der Abstand zwischen den Schwerpunkten der Betonplatte und des Stahlprofils.

ANMERKUNG Bei einer Betonplatte mit einem Abminderungsfaktor $k_t = 1$, siehe 8.6.9.2, sind die Näherungswerte für die Steifigkeit k_{sc} in A.3(4) angegeben.

(6) Die Auswirkung von Rissbildung des Betons in negativen Momentenbereichen auf die Durchbiegung sollte durch Anwendung der in 7.4.2.3 angegebenen Berechnungsverfahren berücksichtigt werden.

(7) Bei Trägern mit kritischen Querschnitten der Klasse 1, Klasse 2 oder Klasse 3 darf das folgende vereinfachte Verfahren angewendet werden. An allen Innenstützen, an denen σ_{ct} größer ist als $1,5 f_{ctm}$ oder $1,5 \eta_{lw,fct} f_{ctm}$, sofern zutreffend, wird das ohne Berücksichtigung der Rissbildung berechnete Biegemoment nach 7.4.2.3(2) mit dem Abminderungsfaktor f_1 nach Bild 9.1 multipliziert und die Biegemomente in benachbarten Feldern werden entsprechend erhöht. Die nach 7.4.4(8) zulässige Schnittgrößenumlagerung sollte nicht verwendet werden. Kurve A darf ausschließlich für Innenfelder angewendet werden, bei denen die Belastungen je Längeneinheit auf allen Feldern gleich sind und alle Spannweiten um nicht mehr als 25 % voneinander abweichen. Andernfalls sollte der annähernde untere Grenzwert $f_1 = 0,6$ (Kurve B) verwendet werden.

(8) Bei der Berechnung der Durchbiegung von Trägern ohne Eigengewichtsverbund darf der Einfluss von lokalem Fließen des Baustahls über einem Auflager berücksichtigt werden, indem das anhand der Verfahren nach (6) bestimmte Biegemoment am Auflager mit einem zusätzlichen Abminderungsfaktor wie folgt multipliziert wird:

- $f_2 = 0,5$ wenn f_y vor Aushärtung der Betonplatte erreicht wird; und
- $f_2 = 0,7$ wenn f_y nach Aushärtung der Betons erreicht wird.

Diese Angaben gelten für die Bestimmung der größten Durchbiegung, aber nicht für Überhöhung.

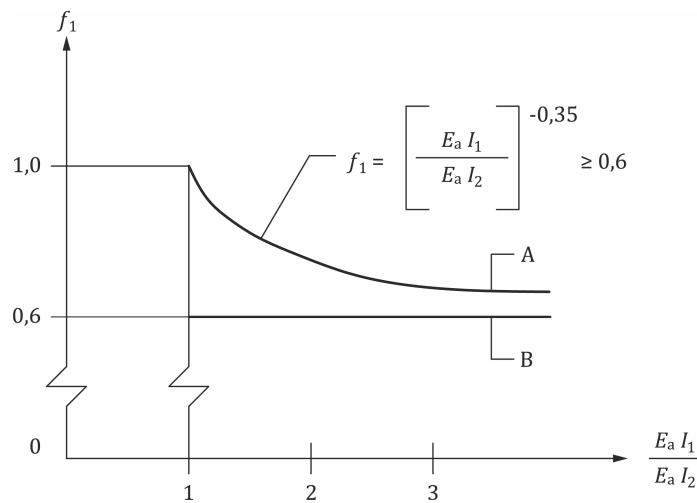


Bild 9.1 — Abminderungsfaktor für das Biegemoment an Auflagern

(9) Sofern nicht spezifisch durch den Bauherrn gefordert, braucht die Auswirkung von Krümmung infolge Schwinden von Normalbeton nicht berücksichtigt zu werden, wenn das Verhältnis zwischen Spannweite und Gesamthöhe des Trägers den Wert von 20 nicht überschreitet.

9.3.2 Schwingungen

(1) Die dynamischen Eigenschaften von Deckenträgern sollten den Kriterien nach EN 1990:2023, A.1.7.3, entsprechen.

9.4 Rissbildung im Beton

9.4.1 Allgemeines

(1) Für die Begrenzung der Rissbreite dürfen die allgemeinen Betrachtungen nach EN 1992-1-1:2023, 9.2.1, für Verbundtragwerke angewendet werden. Die Begrenzung der Rissbreite ist von der Expositionsklasse nach EN 1992-1-1:2023, 6.3, abhängig.

(2) Eine Abschätzung der Rissbreite kann nach EN 1992-1-1:2023, 9.2.4, erfolgen, wobei die Spannung σ_s unter Berücksichtigung der Auswirkungen aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berechnet werden sollte. Sofern kein genaueres Verfahren angewendet wird, darf σ_s nach 9.4.3(3) bestimmt werden.

(3) Als vereinfachte und konservative Alternative kann die Begrenzung der Rissbreite auf einen zulässigen Wert erreicht werden, indem sichergestellt wird, dass eine Mindestbewehrung nach 9.4.2 vorgesehen wird und dass die Stababstände oder -durchmesser nicht die in 9.4.3 festgelegten Grenzwerte überschreiten.

(4) Wenn Träger in Hochbauten als Einfeldträger bemessen werden, obwohl die Betonplatte durchlaufend ausgeführt und Rissbreitenbegrenzung nicht erforderlich ist, sollte die innerhalb der mittragenden Breite der Betonplatte vorgesehene Längsbewehrung nach 8.1.2 nicht kleiner sein als:

- 0,4 % der Betonfläche bei Bauausführung mit Eigengewichtsverbund;
- 0,2 % der Betonfläche bei Bauausführung ohne Eigengewichtsverbund.

Wenn ein Träger als Einfeldträger bemessen wird, sollte die Länge der Bewehrung $0,25 L$ auf beiden Seiten einer Innenstütze oder $0,5 L$ neben einem Kragarm betragen, wobei L die jeweilige Spannweite bzw. die Kragarmlänge ist. Profilbleche sollten dabei nicht berücksichtigt werden. Der größte Stababstand sollte 10.2.1(5) bei Verbunddecken oder EN 1992-1-1:2023, 12.4.1(1), bei Vollbetongurten entsprechen.

9.4.2 Mindestbewehrung

(1) Wenn kein genaueres Verfahren nach EN 1992-1-1:2023, 9.2.2, angewendet wird, wird die erforderliche Mindestbewehrungsfläche A_s in allen Querschnitten ohne Vorspannung durch Zugglieder und ohne signifikante Zugbeanspruchung infolge Verformungsbehinderung, ohne oder in Kombination mit Auswirkungen direkter Belastung, wie folgt bestimmt:

$$A_s = k_{is} k_c k \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} A_{ct} \quad (9.4)$$

Dabei ist

$f_{ct,eff}$ der Mittelwert der wirksamen Betonzugfestigkeit zum erwarteten Zeitpunkt der Erstrissbildung. Werte von $f_{ct,eff}$ dürfen angesetzt werden als die Werte für f_{ctm} , siehe EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.1, oder als die Werte für $\eta_{lw,fct} f_{ctm}$, siehe EN 1992-1-1:2023, M.1, sofern zutreffend, wobei jeweils die Betonfestigkeitsklasse zum erwarteten Zeitpunkt der Rissbildung zugrunde gelegt wird. Wenn nicht zuverlässig festgestellt werden kann, dass das Betonalter bei Rissbildung weniger als 28 Tage beträgt, darf eine Mindestzugfestigkeit von 3 N/mm^2 verwendet werden;

k ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung nichtlinear verteilter Eigenspannungen, der gleich 0,8 angesetzt werden darf;

k_{is} ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung von Abminderung der Normalkraft der Betonplatte infolge von Erstrissbildung und lokalem Schlupf der Verdübelung, der gleich 0,9 angesetzt werden darf;

k_c ein Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts unmittelbar vor der Erstrissbildung, der wie folgt bestimmt wird:

$$k_c = 0,3 + \frac{1}{1 + h_c/(2z_0)} \leq 1,0 \quad (9.5)$$

h_c die Dicke des Betongurtes ohne Berücksichtigung von Vouten oder Rippen;

z_0 der vertikale Abstand zwischen den Schwerpunkten des ungerissenen Betongurtes und dem ungerissenen Verbundprofil bei Berechnung unter Verwendung des Elastizitätsmodulverhältnisses n_0 für Kurzzeit-Belastung;

σ_s die größte zulässige Betonstahlspannung unmittelbar nach Rissbildung. Dieser Wert darf als die charakteristische Streckgrenze f_{sk} angenommen werden. Allerdings kann in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser ein kleinerer Wert notwendig sein, um die erforderlichen Grenzwerte der Rissbreite einzuhalten. Dieser Wert ist in Tabelle 9.1 angegeben;

A_{ct} die Fläche der Betonzugzone (infolge von direkter Belastung und Primärauswirkungen von Schwinden) unmittelbar vor Erstrissbildung im Querschnitt. Zur Vereinfachung darf die Fläche des Betonprofils innerhalb der mittragenden Breite verwendet werden.

(2) Der größte Stabdurchmesser für die Mindestbewehrung darf zu einem Wert ϕ geändert werden, der wie folgt bestimmt wird:

$$\phi = \phi^* \frac{f_{ct,eff}}{f_{c,0}} \quad (9.6)$$

Dabei ist

ϕ^* der größte Stabdurchmesser nach Tabelle 9.1;

$f_{ct,0}$ ein Bezugswert der Festigkeit von $2,9 \text{ N/mm}^2$.

Tabelle 9.1 — Größte Stabdurchmesser für Bewehrungsstäbe mit hohem Verbund

Stahlspannung σ_s N/mm ²	Größter Stabdurchmesser ϕ^* mm				
	für den Bemessungswert der Rissbreite $w_{lim,cal}$				
	$w_{lim,cal} = 0,4 \text{ mm}$	$w_{lim,cal} = 0,3 \text{ mm}$	$w_{lim,cal} = 0,2 \text{ mm}$	$w_{lim,cal} = 0,15 \text{ mm}$	
160	40	32	25	20	
200	32	25	16	13	
240	20	16	12	9	
280	16	12	8	7	
320	12	10	6	5	
360	10	8	5	4	
400	8	6	4	3	
450	6	5	-	3	

(3) Mindestens die Hälfte der erforderlichen Mindestbewehrung sollte zwischen der halben Plattendicke und der stärker durch Zugdehnung beanspruchten Plattenseite angeordnet werden.

(4) Bei der Bestimmung der Mindestbewehrung in Betongurten mit veränderlicher Dicke quer zur Trägerrichtung sollte die lokale Gurtdicke verwendet werden.

(5) Bei Hochbauten sollte die Mindestbewehrung nach 9.4.3(1) und (2) in der Betonzugzone unter der charakteristischen Einwirkungskombination angeordnet werden.

(6) Bei Hochbauten sollte die untere Mindestbewehrung in Längsrichtung für den Kammerbeton des Steges eines I-Stahlprofils nach Gleichung (9.4) mit $k_c = 0,6$ und $k = 0,8$ bestimmt werden.

9.4.3 Begrenzung der Rissbildung infolge direkter Belastung

(1) Wenn die Anforderungen an die Mindestbewehrung nach 9.4.2 erfüllt sind, darf die Begrenzung der Rissbreiten auf zulässige Werte im Allgemeinen durch Begrenzung der Stababstände oder -durchmesser erreicht werden. Die größten Stabdurchmesser sind in Tabelle 9.1 und die größten Stababstände in Tabelle 9.2 angegeben.

ANMERKUNG Die größten Stabdurchmesser und die größten Stababstände sind von der Betonstahlspannung σ_s und dem Bemessungswert der Rissbreite abhängig.

Tabelle 9.2 — Größte Stababstände für Bewehrungsstäbe mit hohem Verbund

Stahlspannung σ_s N/mm ²	Größter Stababstand mm			
	für den Bemessungswert der Rissbreite $w_{lim,cal}$			
	$w_{lim,cal} = 0,4 \text{ mm}$	$w_{lim,cal} = 0,3 \text{ mm}$	$w_{lim,cal} = 0,2 \text{ mm}$	$w_{lim,cal} = 0,15 \text{ mm}$
160	300	300	200	150
200	300	250	150	100
240	250	200	100	50
280	200	150	50	
320	150	100	—	
360	100	50	—	

(2) Die Schnittkräfte sollten mittels elastischer Berechnung nach Abschnitt 7 unter Berücksichtigung der Auswirkungen aus der Rissbildung des Betons bestimmt werden. Bei der Bestimmung der Betonstahlspannungen sollten Auswirkungen aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt werden. Sofern kein genaueres Verfahren angewendet wird, dürfen die Spannungen nach (3) berechnet werden.

(3) Die Zugspannung im Betonstahl σ_s infolge direkter Belastung darf nach Gleichung (9.7) berechnet werden.

ANMERKUNG Bei Verbundträgern, deren Betonplatte mit Rissbildung und ohne Vorspannung durch Spannglieder angenommen wird, erhöhen sich die Betonstahlspannungen infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen im Vergleich zu den Spannungen aus einer Berechnung des Verbundprofils unter Vernachlässigung des Betons.

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (9.7)$$

mit:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad (9.8)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \quad (9.9)$$

Dabei ist/sind

$\sigma_{s,0}$ die Betonstahlspannung infolge von auf das Verbundprofil einwirkenden Schnittkräften bei Berechnung unter Vernachlässigung zugbeanspruchter Betonquerschnitte;

f_{ctm} der Mittelwert der Betonzugfestigkeit, der für Normalbeton als f_{ctm} nach EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.1, bzw. für Leichtbeton als $\eta_{lw,fct} f_{ctm}$, wobei $\eta_{lw,fct}$ nach EN 1992-1-1:2023, Tabelle M.1, angesetzt wird;

ρ_s der Bewehrungsgrad, der durch $\rho_s = (A_s/A_{ct})$ gegeben ist;

A_{ct} die effektive Querschnittsfläche des Betongurtes innerhalb der Zugzone; zur Vereinfachung sollte die Betonquerschnittsfläche innerhalb der mittragenden Breite verwendet werden;

A_s die gesamte Querschnittsfläche aller Längsbewehrungslagen innerhalb der effektiven Querschnittsfläche A_{ct} ;

A, I die Fläche bzw. das Flächenträgheitsmoment des wirksamen Verbundquerschnitts unter Vernachlässigung zugbeanspruchter Betonquerschnitte und Profilbleche, sofern vorhanden;

A_a, I_a die zugehörigen Eigenschaften des Baustahlquerschnitts.

(4) Bei Hochbauten, die nicht mit Spanngliedern vorgespannt werden, sollte σ_s typischerweise unter Verwendung der quasi-ständigen Einwirkungskombination bestimmt werden.

(5) In Fällen mit zweiachsiger Biegebeanspruchung und rechtwinkligen Bewehrungsstäben mit Spannungen σ_x und σ_y , wobei gilt $\sigma_x > \sigma_y$, sollte Folgendes angenommen werden:

- Die Stahlspannung σ_s sollte angesetzt werden als:

$$\sigma_s = \sigma_x \text{ wenn } \sigma_x \geq 0,3\sigma_y \quad (9.10)$$

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} \text{ wenn } \sigma_x < 0,3\sigma_y \quad (9.11)$$

- Der Stababstand sollte als der größere der beiden Achsabstände der rechtwinklig angeordneten Stabreihen angesetzt werden.
- Die Spannungen σ_x und σ_y sollten nach (3) bestimmt werden.

10 Verbunddecken mit Profilblechen für Hochbauten

10.1 Allgemeines

10.1.1 Anwendungsbereich

(1) Abschnitt 10 behandelt Verbunddeckenplatten, die vorwiegend in Richtung der Rippen verlaufen. Kragarmplatten werden ebenfalls behandelt. Er gilt für die Bemessung von Hochbautragwerken mit vorwiegend statischen Beanspruchungen, einschließlich Industriehochbauten, deren Geschossdecken beweglichen Lasten ausgesetzt sein können.

(2) Der Anwendungsbereich ist auf Bleche mit in geringen Abständen angeordneten Stegen begrenzt. In geringen Abständen angeordnete Stege werden anhand eines oberen Grenzwertes für das Verhältnis b_r/b_s (siehe Bild 10.2) definiert. Der obere Grenzwert ist mit 0,65 anzusetzen, sofern nicht unter Berücksichtigung aller maßgebenden Auswirkungen, einschließlich aus lokalem Beulen, Schubverzerrungen und lokalen Lasten, ein gültiger größerer Wert dieses Verhältnisses nachgewiesen werden kann.

ANMERKUNG Eine Europäische Technische Produktspezifikation kann angewendet werden, um einen für ein gegebenes Profil gültigen größeren Wert dieses Verhältnisses nachzuweisen.

(3) Für Tragwerke unter vorwiegend wiederkehrenden oder plötzlich aufgebrachten Lasten, die zu dynamischen Auswirkungen führen, ist die Verwendung von Verbunddecken zulässig, allerdings muss bei der detaillierten Bemessung besonders darauf geachtet werden, dass über die Zeit keine Verminderung der Verbundwirkung eintritt.

(4) Decken unter Erdbebenbeanspruchung sind nicht ausgeschlossen, sofern ein geeignetes Bemessungsverfahren für die Erdbebenbedingungen für das jeweilige Bauvorhaben festgelegt oder in einem anderen Eurocode angegeben ist.

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

(5) Verbunddecken dürfen zur seitlichen Stützung von Stahlträgern sowie als aussteifende Scheiben für Horizontaleinwirkungen verwendet werden; hierzu sind in dieser Norm keine spezifischen Regeln angegeben. Für Profilbleche, die im Bauzustand neben ihrer Tragwirkung als Schalung zusätzlich als Aussteifungselement für Horizontallasten dienen, gelten die Regeln nach FprEN 1993-1-3:2023, 11.4 und 11.5.4.

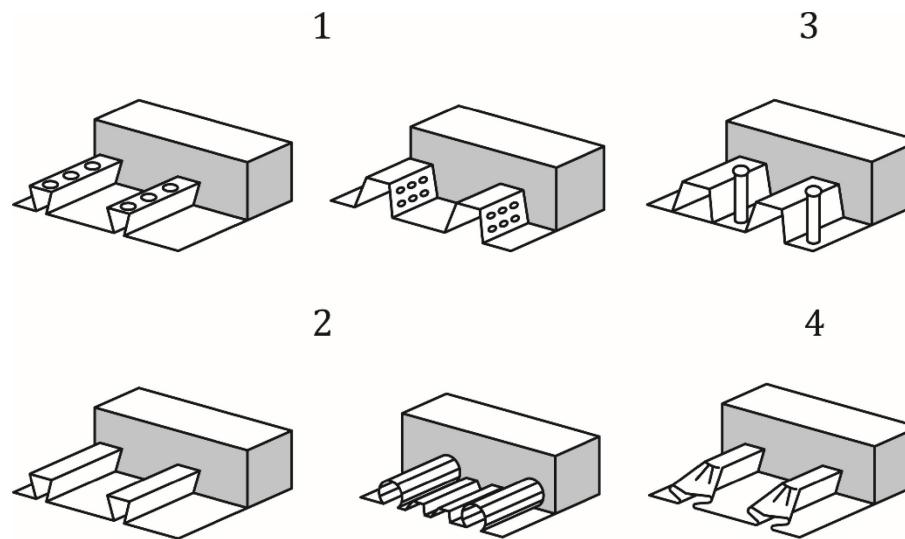
10.1.2 Definitionen

10.1.2.1 Verdübelungsarten

(1) Profilbleche müssen in der Lage sein, horizontale Schubbeanspruchung an der Verbundfuge zwischen Blech und Beton zu übertragen; der reine Haftverbund zwischen Blech und Beton wird als nicht wirksam bei der Verbundwirkung betrachtet. Das Verbundverhalten zwischen Profilblech und Beton muss durch eine oder mehrere der folgenden Maßnahmen sichergestellt werden, siehe Bild 10.1:

- Formschluss durch Verformungen im Profil (Sicken oder Noppen);
- Reibungsverbund bei Profilen mit hinterschnittener Geometrie;
- Endverankerung mittels aufgeschweißter Kopfbolzendübel oder anderer lokaler Verankerungen zwischen Beton und Stahlblech, jedoch nur in Kombination mit a) oder b);
- Endverankerung durch Verformung der Rippen am Blechrand, jedoch nur in Kombination mit b).

Andere Verbundmittel werden nicht ausgeschlossen, liegen jedoch nicht im Anwendungsbereich dieser Norm.



Legende

- 1 Formschluss
- 2 Reibungsverbund
- 3 Endverankerung mittels durchgeschweißter Bolzen
- 4 Endverankerung durch Rippenverformung

Bild 10.1 — Typische Formschlussarten in Verbunddecken

10.1.2.2 Vollständige und teilweise Verdübelung

(1) Ein Plattenfeld ist vollständig verdübelt, wenn eine Erhöhung der Tragfähigkeit einer Längsverdübelung nicht zur Erhöhung des Bemessungswertes der Biegetragfähigkeit des Bauteils führen würde. Andernfalls liegt eine teilweise Verdübelung vor.

10.2 Bestimmungen zur baulichen Durchbildung

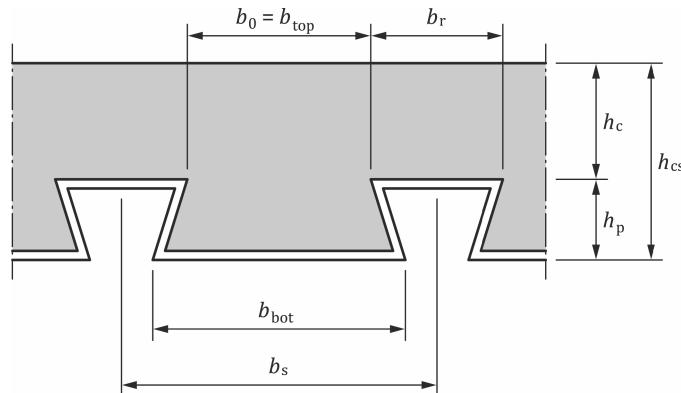
10.2.1 Plattendicke und Bewehrung

(1) Die Gesamtdicke der Verbunddecke h sollte nicht kleiner sein als 80 mm. Die Dicke des Betons h_c oberhalb des oberen Profilblechrandes sollte nicht kleiner sein als 40 mm.

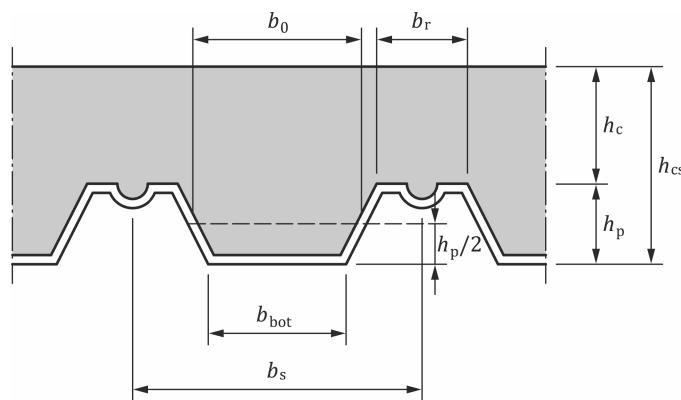
(2) Wenn die Platte im Verbund mit dem Träger wirkt oder als Scheibe dient, sollte die Gesamtdicke nicht kleiner als 90 mm und darf h_c nicht kleiner als 50 mm sein.

(3) Innerhalb der Betondicke h_c sollte Längs- und Querbewehrung vorgesehen werden.

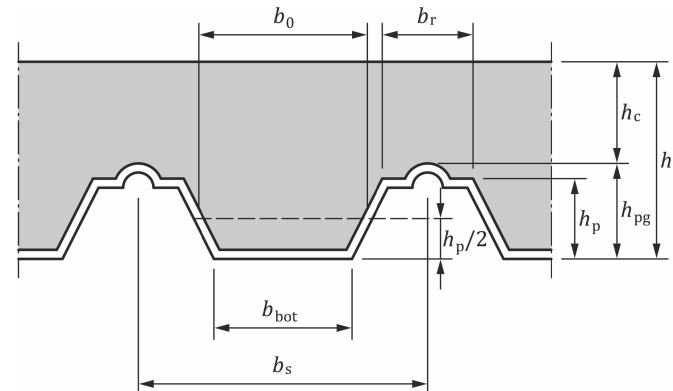
(4) Die Mindestbewehrung sollte in beiden Richtungen $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ betragen.



a)



b)



c)

Legende

- a hintschnittenes Profilblech
- b offenes Rinnenprofil
- c offenes Rinnenprofil mit oberer Steife

Bild 10.2 — Blech- und Plattenmaße

(5) Die Stababstände sollten den kleineren der Werte $2h_{cs}$ und 350 mm nicht überschreiten.

10.2.2 Zuschlagstoffe

(1) Der Nennwert der Korngröße der Zuschlagstoffe ist abhängig vom kleinsten Maß des Bauteils, in dem betoniert wird, und darf den kleineren der folgenden Werte nicht überschreiten:

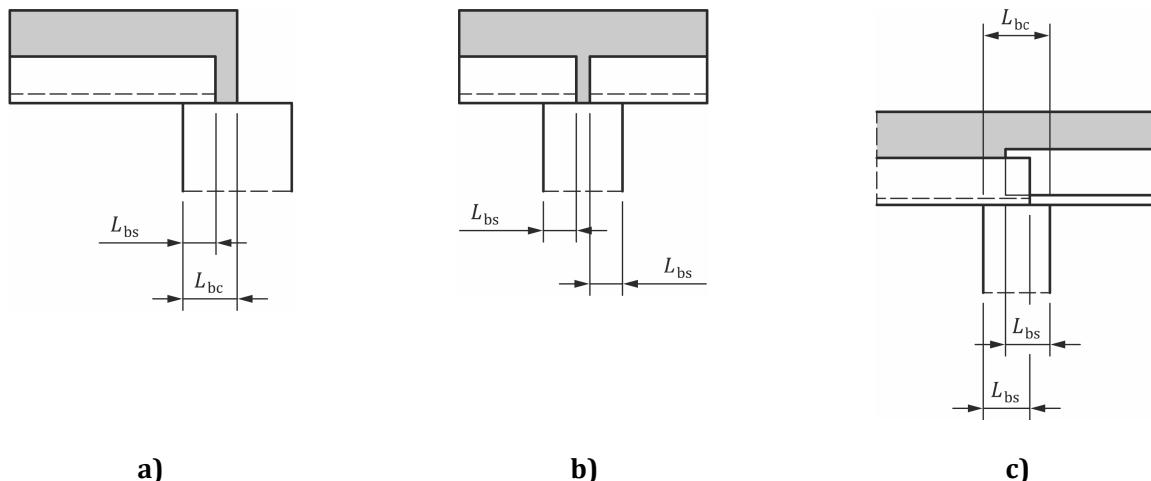
- $0,40 h_c$ (siehe Bild 10.2);
- $b_0/3$, wobei b_0 die mittlere Rippenbreite (Mindestbreite bei hintschnittenen Profilen) ist, siehe Bild 10.2; oder
- 31,5 mm (Sieb C 31,5).

10.2.3 Auflagerungsanforderungen

(1) Die Auflagerlänge muss so gewählt werden, dass die Beschädigung von Platte und Auflager vermieden wird, das Blech ohne Beschädigung des Auflagers an diesem angebracht werden kann und kein Versagen infolge außergewöhnlicher Verschiebung während der Bauausführung auftreten kann.

(2) Die in Bild 10.3 angegebenen Auflagerlängen L_{bc} und L_{bs} sollten nicht kleiner sein als die folgenden Grenzwerte:

- bei Auflagerung von Verbunddecken auf Stahl oder Beton: $L_{bc} = 75 \text{ mm}$ und $L_{bs} = 50 \text{ mm}$;
- bei Auflagerung von Verbunddecken auf anderen Baustoffen: $L_{bc} = 100 \text{ mm}$ und $L_{bs} = 70 \text{ mm}$.



ANMERKUNG Überlappen von Blechen ist nicht bei allen Profilblechen möglich.

Bild 10.3 — Mindest-Auflagerlängen

10.3 Einwirkungen und deren Auswirkungen

10.3.1 Bemessungssituationen

(1) Zur Sicherstellung ausreichender Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit müssen bei der Bemessung alle maßgebenden Bemessungssituationen und Grenzzustände berücksichtigt werden.

(2) Die folgenden Situationen müssen berücksichtigt werden:

- Profilbleche als Schalung: Nachweise sind erforderlich für das Verhalten der Profilbleche, während diese als Schalung für den Frischbeton dienen. Die Auswirkung vorhandener Hilfsunterstützungen muss berücksichtigt werden.
- Verbunddecke: Nachweise sind erforderlich für die Deckenplatte nach Herstellung der Verbundwirkung und Entfernen vorhandener Hilfsunterstützungen.

10.3.2 Einwirkungen für Profilbleche als Schalung

(1) Bei Berechnungen für die Stahlplatte als Schalung sollten die folgenden Lasten berücksichtigt werden:

- Eigengewicht des Betons und der Stahlplatte;
- Lasten infolge Bauausführung, einschließlich lokaler Betonschüttung während der Bauausführung, nach prEN 1991-1-6:2024, 6.3.2;
- Lasten aus Lagergut, sofern vorhanden; und
- Auswirkung infolge Mehrgewicht des Betons („Pfützenbildung“, größere Betonhöhe infolge Durchbiegung des Bleches).

(2) Wenn die Mittendurchbiegung δ_p des Bleches unter seinem Eigengewicht und dem Gewicht des Frischbetons bei der Berechnung für die Gebrauchstauglichkeit kleiner ist als 1/10 der Plattendicke, darf die Auswirkung infolge Mehrgewicht des Betons bei der Bemessung des Stahlbleches vernachlässigt werden. Bei Überschreitung dieses Grenzwertes sollte diese Auswirkung berücksichtigt werden. Bei der Bemessung darf eine über die gesamte Spannweite um $0,7 \delta_p$ erhöhte Nenndicke des Betons angenommen werden.

10.3.3 Einwirkungen für die Verbunddecke

(1) Lasten und Lastanordnungen sollten EN 1991-1-1 entsprechen.

(2) Bei den Nachweisen für die Bemessung nach dem Grenzzustand der Tragfähigkeit darf angenommen werden, dass die gesamte Belastung auf die Verbunddecke einwirkt, sofern diese Annahme auch bei der Bemessung für Längsschubbeanspruchung zugrunde gelegt wird.

10.4 Schnittgrößenberechnung**10.4.1 Profilbleche als Schalung**

(1) Die Bemessung der Profilbleche als Schalung sollte nach EN 1993-1-3 erfolgen.

(2) Bei Verwendung vorübergehender Abstützungen sollte eine plastische Momentenumlagerung nicht zugelassen werden.

10.4.2 Berechnung für die Verbunddecke

(1) Für Grenzzustände der Tragfähigkeit dürfen die folgenden Berechnungsverfahren angewendet werden:

- a) linear-elastische Gesamttragwerksberechnung mit oder ohne Schnittgrößenumlagerung;
- b) starr-plastische Gesamttragwerksberechnung, sofern nachgewiesen wird, dass Querschnitte, an denen plastische Rotationen erforderlich sind, eine ausreichende Rotationskapazität aufweisen; und
- c) elastische Gesamttragwerksberechnung unter Berücksichtigung der nichtlinearen Baustoffeigenschaften.

(2) Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sollten lineare Berechnungsverfahren angewendet werden.

(3) Wenn die Auswirkungen von Rissbildung des Betons bei der Berechnung für Grenzzustände der Tragfähigkeit vernachlässigt werden, dürfen die Biegemomente an Innenauflagern wahlweise um bis zu 30 % verringert und die positiven Biegemomente in den angrenzenden Feldern entsprechend erhöht werden.

(4) Eine plastische Berechnung ohne direkten Nachweis der Rotationskapazität darf für den Grenzzustand der Tragfähigkeit verwendet werden, wenn Betonstahl der Klasse C nach EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.5, verwendet wird und die Spannweite nicht größer als 3,0 m ist.

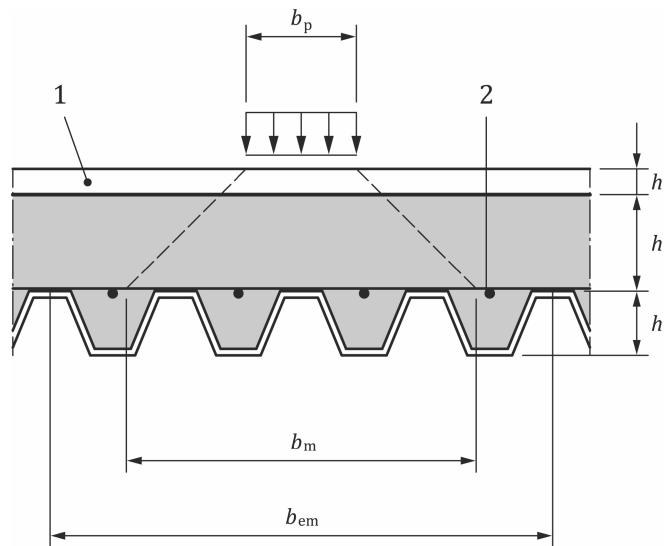
(5) Eine durchlaufende Platte darf als eine Reihe gelenkig gelagerter Felder bemessen werden. Über Innenauflagern sollte der Nennbewehrungsgrad nach 10.8.1 eingehalten werden.

10.4.3 Mittragende Breite bei Verbunddecken mit konzentrierten Einzel- und Linienlasten

(1) Erfolgt keine genauere Berechnung, dürfen durch die Platte aufzunehmende konzentrierte Einzel- oder Linienlasten als über eine mittragende Breite verteilt angenommen werden.

(2) Konzentrierte Einzel- oder Linienlasten parallel zum Plattenfeld sollten bei Messung unmittelbar oberhalb der Rippen des Bleches (siehe Bild 10.4) als über eine Breite b_m verteilt angenommen und wie folgt bestimmt werden:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_e) \quad (10.1)$$

**Legende**

- 1 Oberflächenausführungen
2 Betonstahl

Bild 10.4 — Verteilung konzentrierter Last

(3) Bei konzentrierten Linienlasten rechtwinklig zum Plattenfeld sollte Gleichung (10.1) für b_m verwendet werden, wobei b_p als die Länge der konzentrierten Linienlast angesetzt wird.

(4) Wenn h_p/h nicht größer ist als 0,6, darf die für die Gesamttragwerksberechnung und die Tragfähigkeit als mittragend angenommene Plattenbreite zur Vereinfachung nach Gleichung (10.3) bis Gleichung (10.5) bestimmt werden.

a) Bei Biege- und Längsschubbeanspruchung:

- bei Einfeldplatten und Endfeldern von Durchlaufplatten

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq b_{sl} \quad (10.2)$$

- bei Innenfeldern von Durchlaufplatten

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq b_{sl} \quad (10.3)$$

b) Bei vertikaler Schubbeanspruchung:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq b_{sl} \quad (10.4)$$

Dabei ist

b_{sl} die Plattenbreite;

L_p der Abstand zwischen dem Mittelpunkt der Last und dem nächstgelegenen Auflager;

L die Spannweite.

(5) Sind die Bemessungswerte der Nutzlasten nicht größer als die folgenden Werte, darf eine Nenn-Querbewehrung entsprechend den Festlegungen nach (6) verwendet werden, ohne Folgendes zu berechnen:

- konzentrierte Lasten: $F_{Ed} \leq \max\{\gamma_Q \cdot 7,5 \text{ [kN]}; 0,003 d_{s,c} h_c\}$
- Linienlast: $p_{Ed} \leq \max\{\gamma_Q \cdot 2,5 \text{ [kN/m]}; 0,01 d_{s,c} h_c / L\}$
- verteilte Last: $q_{Ed} \leq \gamma_Q \cdot 5 \text{ [kN/m}^2]$

Dabei ist

- F_{Ed} der Bemessungswert einer Einzellast;
- q_{Ed} der Bemessungswert einer gleichmäßig verteilten Last;
- p_{Ed} der Bemessungswert einer Linienlast;
- $d_{s,c}$ der Abstand zwischen dem oberen Plattenrand und der Bewehrung in Querrichtung, in mm;
- h_c die Dicke der Betonplatte über dem Profilblech, in mm;
- L die Spannweite von Verbunddecken in Längsrichtung, in m.

(6) Die Querschnittsfläche dieser Nenn-Querbewehrung sollte mindestens 0,2 % der Betonquerschnittsfläche oberhalb der Rippen betragen und sich über eine Breite erstrecken, die mindestens der mittragenden Breite b_{em} entspricht. Über diese Breite hinaus sollten Mindest-Verankerungslängen nach EN 1992-1-1 vorgesehen werden. Für andere Zwecke vorgesehene Bewehrung darf diese Regel vollständig oder teilweise erfüllen.

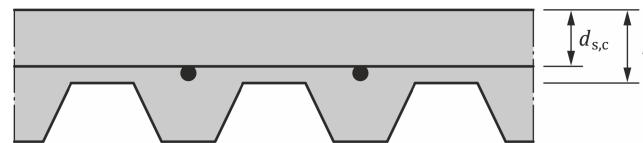


Bild 10.5 — Definition von $d_{s,c}$ und h_c

(7) Wenn die Bedingungen nach (5) nicht erfüllt sind, sollten die Querbiegemomente m_{Ed} infolge Linien- oder Einzellasten mittels genauerer Berechnung und die angemessene Querbewehrung nach EN 1992-1-1 bestimmt werden. Die Werte des Moments je Längeneinheit nach Gleichung (10.5) und Gleichung (10.6) dürfen verwendet werden:

Für konzentrierte Lasten F_{Ed} :

$$m_{Ed} = 0,300 \left(\frac{I_{cross}}{I_{long}} \right)^{\frac{1}{4}} F_{Ed} \quad (10.5)$$

Für Linienlasten p_{Ed} :

$$m_{Ed} = 0,085 \left(\frac{I_{cross}}{I_{long}} \right)^{\frac{1}{4}} p_{Ed} L \quad (10.6)$$

Dabei ist

- I_{cross} das Flächenträgheitsmoment in Querrichtung unter Annahme eines ungerissenen Querschnitts;
- I_{long} das Flächenträgheitsmoment in Längsrichtung der Platte unter Annahme eines ungerissenen Querschnitts; und
- L die Spannweite der Verbunddecke in Längsrichtung.

Für verteilte Lasten q_{Ed} :

darf das Moment unter Verwendung von Gleichung (10.5) mit einer konzentrierten Last F_{Ed} gleich der größten konzentrierten Last, welche gleichzeitig mit der verteilten Last einwirkt, berechnet werden. Diese Last darf angesetzt werden als ein Wert, in kN, der dem 1,5-fachen Wert der verteilten Last, in kN/m^2 , entspricht.

Die für die Aufnahme dieses Moments vorgesehene Bewehrung sollte sich über eine Breite gleich der Spannweite der Platte erstrecken, sofern nicht mittels Berechnungen nachgewiesen wird, dass eine kürzere Länge ausreichend ist.

ANMERKUNG 1 Dieser Unterabschnitt deckt nicht Schubversagen ab. Bei Vorliegen konzentrierter Lasten ist ein Durchstanznachweis nach 10.7.6 zu führen. Bei Vorliegen großer Linienlasten ist ein Nachweis bezüglich Schubversagen in Querrichtung zur Spannweite der Platte nach EN 1992-1-1 zu führen.

ANMERKUNG 2 Bei Vorliegen von konzentrierten Lasten oder Linienlasten am ungestützten Rand einer Verbunddecke kann negative Biegebeanspruchung auftreten. In diesen Fällen darf ein Nachweis nach EN 1992-1-1 geführt werden.

ANMERKUNG 3 Die Gleichungen für Linienlasten wurden für eine Linienlast in Feldrichtung entwickelt, wobei es sich um den ungünstigsten Fall handelt. In anderen Fällen können komplexere Modelle zu ökonomischeren Ergebnissen führen.

10.5 Nachweise von Profilblechen als Schalung für Grenzzustände der Tragfähigkeit

(1) Nachweise des Profilbleches als Schalung für Grenzzustände der Tragfähigkeit sollten nach EN 1993-1-3 geführt werden. Die Auswirkung von Sicken oder Noppen auf die Bemessungstragfähigkeiten sollte angemessen berücksichtigt werden.

10.6 Nachweise von Profilblechen als Schalung für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

(1) Die Querschnittseigenschaften sollten nach EN 1993-1-3 bestimmt werden.

(2) Die Durchbiegung δ_p des Bleches unter seinem Eigengewicht und dem Frischbetongewicht, abzüglich Lasten infolge Bauausführung, sollte nicht größer sein als $\delta_{p,\text{max}}$.

ANMERKUNG Der Wert von $\delta_{p,\text{max}}$ ist gleich $L/180$, wobei L die effektive Spannweite zwischen Auflagern ist (in diesem Zusammenhang sind Abstützungen Auflager), sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

10.7 Nachweise von Verbunddecken für Grenzzustände der Tragfähigkeit

10.7.1 Bemessungskriterium

(1) Die Bemessungswerte von Schnittkräften dürfen die Bemessungswerte der Tragfähigkeit für die maßgebenden Grenzzustände der Tragfähigkeit nicht überschreiten.

10.7.2 Biegung

(1) Bei vollständiger Verdübelung sollte die Biegemomententragsfähigkeit M_{Rd} jedes Querschnitts nach Plastizitätstheorie in Übereinstimmung mit 8.2.1.2(1) bestimmt werden, wobei jedoch für das Stahlbauteil (Blech) der Bemessungswert der Streckgrenze wie beim Blech $f_{yp,d}$ angesetzt wird. Bei teilweiser Verdübelung sollte ein abgeminderter Wert der Druckkraft im Beton nach (8) verwendet werden.

(2) Das Verfahren mit teilweiser Verdübelung sollte ausschließlich für Verbunddecken mit duktilem Längsschubverhalten angewendet werden.

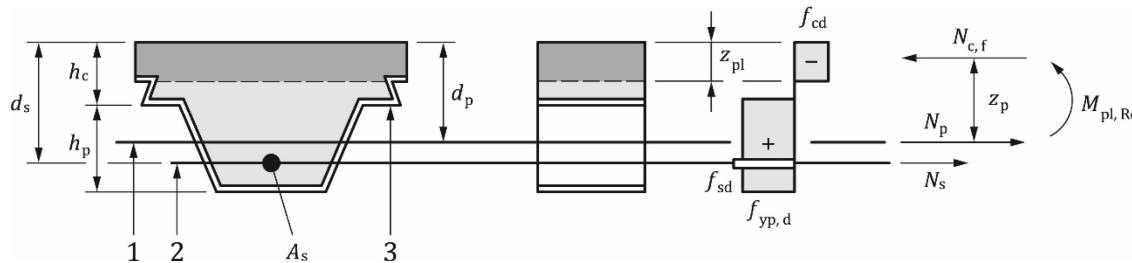
(3) Das Längsschubverhalten darf als duktil angesehen werden, wenn die Versagenslast um mehr als 10 % größer ist als die Last, die einen aufgezeichneten Endschlupf von 0,1 mm verursacht. Wird die Höchstlast bei einer Mittendurchbiegung größer als $L/50$ erreicht, sollte die Versagenslast als die Last bei einer Mittendurchbiegung von $L/50$ angesetzt werden.

(4) Bei negativer Biegebeanspruchung darf das Stahlblech nur berücksichtigt werden, wenn es durchlaufend ist und wenn für die Bauausführungsphase (Blech als Schalung) keine Momentenumlagerung infolge Plastizierung von Querschnitten über Auflagern genutzt wurde.

(5) Bei Verwendung der effektiven Querschnittsfläche A_{pe} des Stahlbleches in Berechnungen sollte die Breite von Sicken und Noppen im Blech nach EN 1993-1-3 berücksichtigt werden, sofern keine größere effektive Querschnittsfläche durch Versuche nachgewiesen wurde.

(6) Die Auswirkung lokalen Beulens druckbeanspruchter Blechteile sollte mittels wirksamer Breiten berücksichtigt werden, welche nicht größer sind als das 2-Fache der Grenzwerte für Stahlstege der Klasse 1 nach EN 1993-1-1:2022, Tabelle 7.3. Alternativ dazu darf die effektive Querschnittsfläche nach EN 1993-1-3 berechnet werden.

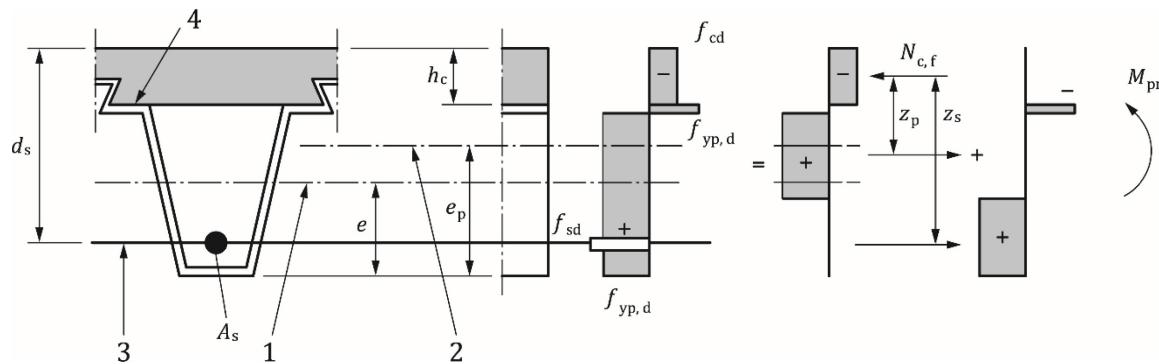
(7) Die Tragfähigkeit unter positiver Biegebeanspruchung eines Querschnitts, dessen plastische Nulllinie oberhalb des oberen Hauptgurtes des Bleches liegt, wie in Bild 10.6 dargestellt, oder im Blech liegt, wie in Bild 10.7 dargestellt, sollte wie folgt nach (8) bis (12) bestimmt werden.



Legende

- 1 Schwerachse des Profilbleches
- 2 Achse der unteren Bewehrungslage
- 3 oberer Hauptgurt des Bleches

Bild 10.6 — Spannungsverteilung unter positiver Biegebeanspruchung, wenn die Nulllinie oberhalb des Stahlblechs für vollständige Verdübelung liegt

**Legende**

- 1 Schwerachse des Profilbleches
- 2 plastische Nulllinie des Profilbleches
- 3 Achse der unteren Bewehrungslage
- 4 oberer Hauptgurt des Bleches

Bild 10.7 — Spannungsverteilung unter positiver Biegebeanspruchung, wenn die Nulllinie im Stahlblech für vollständige Verdübelung liegt

(8) Die Normalkraft im Betonanteil der Breite b_c sollte wie folgt bestimmt werden:

$$N_c = f_{cd} b_c z_c = N_s + N_p \quad (10.7)$$

mit:

$$N_p = \tau_{u,Rd} b_c L_x \leq A_{pe} f_{yp,d} \quad (10.7)$$

$$N_s = A_s f_{sd} \quad \text{bei Vorliegen einer unteren Bewehrungslage} \quad (10.8)$$

Dabei ist

$\tau_{u,Rd}$ der Bemessungswert der Schubfestigkeit ($\tau_{u,Rk}/\gamma_{Vs}$) bei Ermittlung durch Versuche an Platten nach Anhang B;

γ_{Vs} der Teilsicherheitsbeiwert für Längsschubbeanspruchung in Verbunddecken für Hochbauten nach 4.4.1.2(6);

L_x der Abstand zwischen betrachtetem Querschnitt und nächstgelegenem Auflager, der bei durchlaufenden Platten um 1/10 der Spannweite verringert wird, wobei die Schublänge einen Bereich unter negativer Momentenbeanspruchung einschließt.

Die Höhe z_c der Druckzone des Betons wird auf h_c begrenzt, daher wird N_p auf den Wert nach Gleichung (10.10) begrenzt.

$$N_p \leq N_{c,f} - N_s \quad (10.9)$$

Dabei ist

$N_{c,f}$ die Normalkraft im Beton für vollständige Verdübelung ($f_{cd} b_c h_c$).

ANMERKUNG In vielen Fällen ist eine zusätzliche untere Bewehrungslage in den Rinnenprofilen nicht notwendig.

- Entwurf -**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

(9) Zur Vereinfachung dürfen z_p , z_s und M_{pr} unter Verwendung von Gleichung (10.11), Gleichung (10.12) bzw. Gleichung (10.13) bestimmt werden:

$$z_p = h - 0,5z_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_p}{A_{pe} f_{yp,d}} \quad (10.10)$$

Dabei ist

e_p der Abstand zwischen der plastischen Nulllinie des Stahlbleches und der Randfaser der zugbeanspruchten Verbunddecke;

e der Abstand zwischen der unteren Faser des Bleches und dessen Schwerpunkt;

Z_p der Abstand zwischen der Druckkraft im Beton und der Zugkraft im Stahlblech.

$$z_s = d_s - 0,5z_c \quad (10.11)$$

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left(1 - \frac{N_p}{A_{pe} f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} \quad (10.12)$$

Dabei ist

M_{pa} der Bemessungswert der plastischen Momententrägfähigkeit der effektiven Querschnittsfläche des Stahlbleches;

M_{pr} die verringerte plastische Momententrägfähigkeit des Stahlbleches;

d_s der Abstand zwischen dem zugbeanspruchten Betonstahl und der Randfaser der druckbeanspruchten Verbunddecke;

z_s der Abstand zwischen der Druckkraft in der Decke und der Zugkraft in der zusätzlichen Bewehrung.

(10) Der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit einer Verbunddecke ist in Gleichung (10.14) angegeben.

$$M_{pl,Rd} = M_{pr} + N_p z_p + N_s z_s \quad (10.13)$$

(11) Wenn die Bewehrung in oder über den Rippen zur positiven Momententrägfähigkeit beiträgt und z_{pl}/h größer ist als 0,2, sollte die Biegeträgfähigkeit bei vollständiger Verdübelung unter Berücksichtigung der Dehngrenzen nach EN 1992-1-1:2023, 8.1, bestimmt werden. Das Maß z_{pl} ist der Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der oberen Randfaser der druckbeanspruchten Betonplatte, und h ist die Gesamthöhe der Platte.

Alternativ darf der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit einer Verbunddecke als $\beta_d M_{pl,Rd}$ angesetzt werden, wobei β_d der Abminderungsfaktor nach Gleichung (10.15) ist und das Verhältnis z_{pl}/h nicht größer ist als 0,45.

$$\begin{aligned} \beta_d &= 1,0 & \text{wenn } \frac{z_{pl}}{h} \leq 0,2 \\ \beta_d &= 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{z_{pl}}{h} - 0,2 \right) & \text{wenn } 0,2 < \frac{z_{pl}}{h} \leq 0,45 \end{aligned} \quad (10.14)$$

Dabei ist

h die Gesamthöhe der Verbunddecke $h = h_c + h_p$;

z_{pl} die Lage der plastischen Nulllinie.

(12) Bewehrung in den Rinnenprofilen sollte nur berücksichtigt werden, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- die Bewehrung ist entsprechend den Regeln nach EN 1992-1-1 verankert; und
- das Längsschubverhalten der Platte ist duktil.

(13) Bei Vernachlässigung des Beitrags von Stahlblech sollte die Querschnittstragfähigkeit unter negativer Momentbeanspruchung anhand der Spannungsverteilung nach Bild 10.8 berechnet werden.

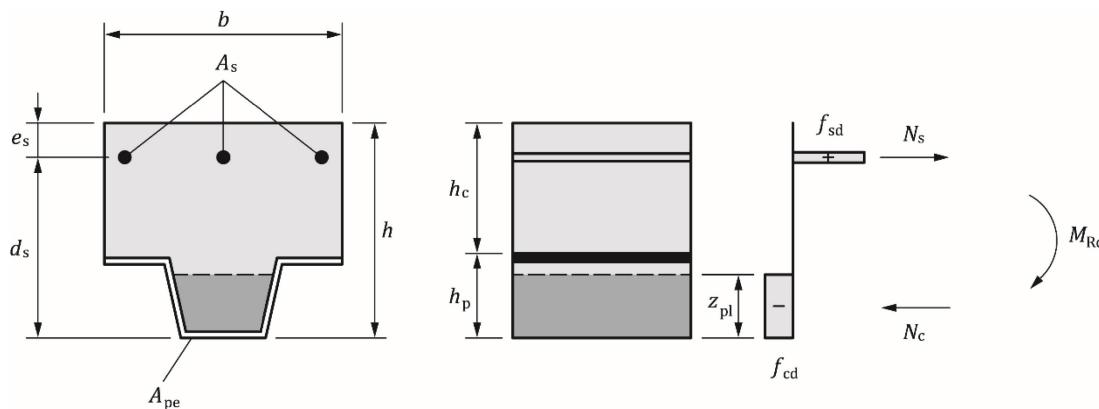


Bild 10.8 — Spannungsverteilung bei negativer Biegebeanspruchung

10.7.3 Längsschubbeanspruchung bei Decken ohne Endverankerung

(1) Die Bestimmungen nach 10.7.3 gelten für Verbunddecken mit mechanischem Verbund oder Reibungsverbund [Typen (a) und (b) nach 10.1.2.1].

(2) In Gleichung (10.7) darf N_c um $\mu_{f,d} R_{Ed}$ erhöht werden, sofern bei der Bestimmung von $\tau_{u,Rd}$ die zusätzliche Längsschubtragfähigkeit infolge der Auflagerkraft berücksichtigt wird.

Dabei ist

R_{Ed} die Auflagerkraft;

$\mu_{f,d}$ der Bemessungswert der Reibungszahl ($\mu_{f,k}/\gamma_{Vs}$);

$\mu_{f,k}$ der charakteristische Wert der Reibungszahl;

γ_{Vs} der Teilsicherheitsbeiwert für Längsschubbeanspruchung in Verbunddecken für Hochbauten nach 4.4.1.2(6).

ANMERKUNG Der charakteristische Wert der Reibungszahl $\mu_{f,k}$ von Decke zu Beton kann als 0,6 nach EN 1337-1 angesetzt werden, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist. Andernfalls kann $\mu_{f,k}$ anhand der Versuchsergebnisse ermittelt werden.

10.7.4 Längsschubbeanspruchung bei Decken mit Endverankerung

(1) Sofern nicht der Beitrag anderer Schubverbindungsmitte zur Längsschubtragfähigkeit durch Versuche nachgewiesen wird, sollten Endverankerungen vom Typ I nach 10.1.2.1 für die Zugkraft im Stahlblech im Grenzzustand der Tragfähigkeit bemessen werden.

(2) Der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit von Deckenplatten mit Endverankerungen vom Typ c) und d) nach 10.1.2.1 darf anhand des Teilverbundverfahrens nach 10.7.2 bestimmt werden, wobei N_c in Gleichung (10.7) um die Bemessungstragfähigkeit der Endverankerung erhöht wird.

(3) Die Bemessungstragfähigkeit $P_{pb,Rd}$ eines durch das als Endverankerung verwendete Stahlblech geschweißten KopfbolzendüBELs sollte entweder als der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Bolzens nach 8.6.9.1 oder als die wie folgt bestimmte Blechtragfähigkeit angesetzt werden, wobei der kleinere Wert gilt:

$$P_{pb,Rd} = k_\Phi d_{do} t_p f_{yp,d} \quad (10.15)$$

mit:

$$k_\Phi = 1 + \frac{a_{sc}}{d_{do}} \leq 6,0 \quad (10.16)$$

Dabei ist

d_{do} der Durchmesser des Schweißwulstes, der als das 1,1-Fache des Schaftdurchmessers des Bolzens angesetzt werden darf;

a_{sc} der Abstand zwischen dem Bolzenmittelpunkt und dem Blechrand, der nicht kleiner anzusetzen ist als $1,5 d_{do}$;

t_p die Blechdicke, eine Nenndicke von $t_p \geq 0,7$ mm ist erforderlich.

(4) Die Bemessungstragfähigkeit $P_{pb,Rd}$ für Endverankerung durch Rippenverformung entsprechend der Darstellung nach Bild 10.1, Typ 4, ist in einer ETA angegeben.

10.7.5 Vertikale Schubbeanspruchung

(1) Schubtragfähigkeit sollte in einem Abstand d_q zu den Auflagern oder einer konzentrierten Last nachgewiesen werden, siehe EN 1992-1-1:2023, 8.2.2(1). Bei Einleitung einer konzentrierten Last in einem Abstand a_q zum Auflager mit $d_q \leq a_q \leq 2d_q$ darf der Beitrag dieser Last zum Bemessungswert der Schubkraft V_{Ed} mit $0,5 a_q/d_q$ multipliziert werden. Dabei ist d_q die wirksame Höhe der Verbunddecke.

(2) Die vertikale Schubtragfähigkeit $V_{v,Rd}$ einer Verbunddecke über eine mittragende Breite b_s (siehe Bild 10.10) sollte im Bereich der positiven Biegebeanspruchung nach folgendem Ausdruck bestimmt werden:

$$V_{v,Rd} = \frac{0,5}{\gamma_c} (V_{c,cz} + V_{c,ks} + V_{c,cs} + V_{c,ct}) + 0,5 R_{w,Rd} \geq R_{w,Rd} \quad (10.17)$$

mit:

γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Beton nach 4.4.1.2(2);

$V_{c,cz}$ Schubtragfähigkeit der Betondruckzone ohne Berücksichtigung der Rissbildung;

- $V_{c,ks}$ Schubtragfähigkeit, die Abplatzen des Betons verursacht;
- $V_{c,cs}$ Schubtragfähigkeit infolge der Druckstrebe am Auflager;
- $V_{c,ct}$ Schubtragfähigkeit des Betons im Rissfortpflanzungsbereich nahe der Rissspitze;
- $R_{w,Rd}$ Querkrafttragfähigkeit des Steges von Stahlblechen nach FprEN 1993-1-3:2023, 8.1.6, oder einem Europäischen Bewertungsdokument (EAD).

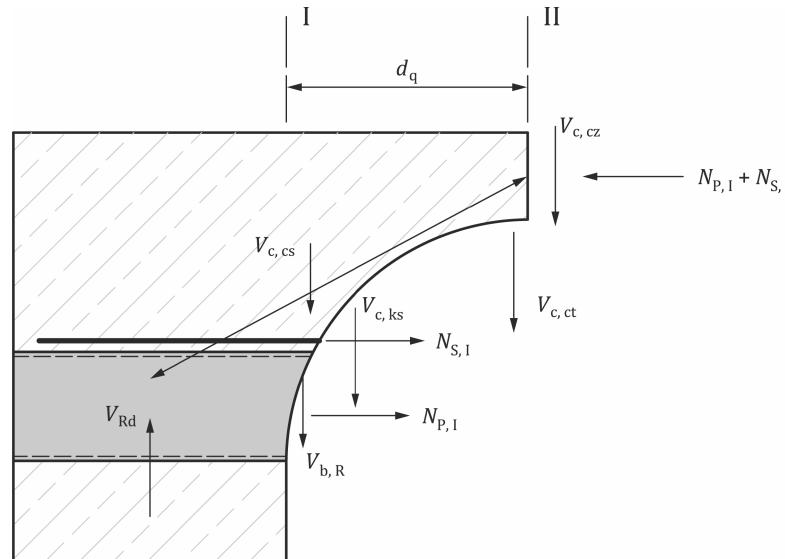


Bild 10.9 — Schubmodell für die Bemessung von Verbunddecken für vertikale Schubtragfähigkeit

(3) Die Schubtragfähigkeit der Druckzone $V_{c,cz}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$V_{c,cz} = \frac{2}{3} \frac{f_{ctm}}{f_{ck}} (N_{s,I} + N_{p,I}) \quad (10.18)$$

Dabei ist

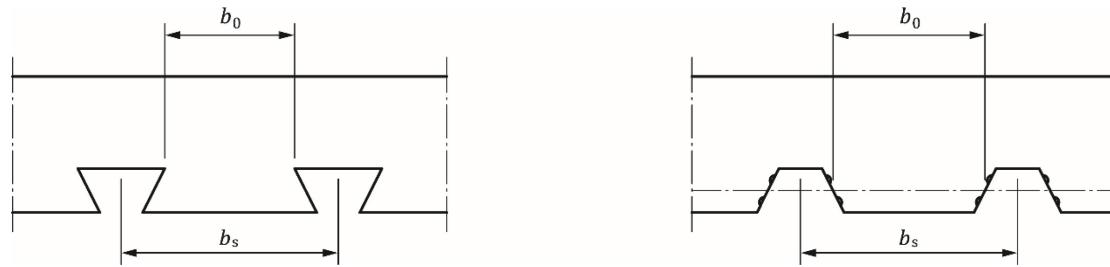
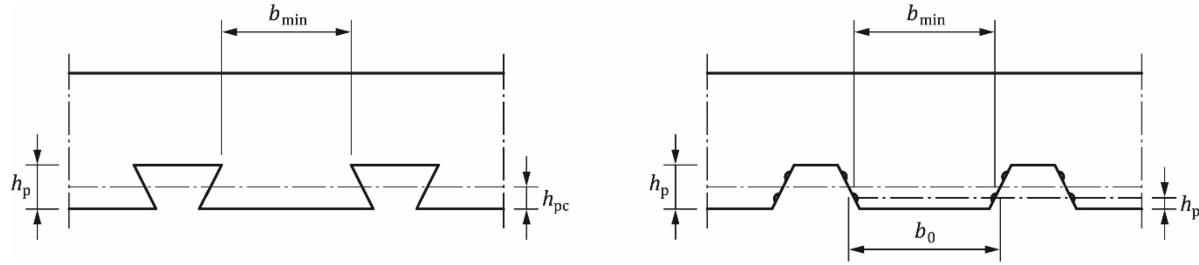
- $N_{s,I}$ die Normalkraft in der am vorderen Rand des Plattenauflagers verankerten Bewehrung;
- $N_{p,I}$ die Normalkraft in am vorderen Rand des Plattenauflagers verankerten Stahlblechen nach 10.7.3 und 10.7.4, siehe Bild 10.9;
- f_{ctm} ein Wert, der nach EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.1, für Normalbeton ermittelt wird und für Leichtbeton durch $\eta_{lw,fct} f_{ctm}$ nach Tabelle M.1 zu ersetzen ist.

(4) Die Schubtragfähigkeit $V_{c,ks}$ unter vertikalen Zugspannungen in Beton, die Knicken und Abplatzen verursacht, sollte wie folgt bestimmt werden:

$$V_{c,ks} = 1,64 \cdot b_{min} \cdot h_{pc} \cdot f_{ctm} \quad (10.19)$$

Dabei ist

- b_{min} die Breite des Betons zwischen der Verdübelung der Profilbleche, siehe Bild 10.11;
- h_{pc} die Höhe des Schwerpunkts des untersten Schubverbinder oberhalb des Untergurtstabs, bei hinterschnittenen Profilen als $0,5 h_p$ angesetzt, siehe Bild 10.11.

**Bild 10.10 — Mittragende Schubbreite bei Wabenprofilen****Bild 10.11 — Blechgeometrie mit \$b_{min}\$ und \$h_{pc}\$**

(5) Die Schubtragfähigkeit infolge der Druckstrebe $V_{c,cs}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$V_{c,cs} = 0,21(N_{s,I} + N_{p,I}) \quad (10.20)$$

(6) Die Schubtragfähigkeit des Betons im Rissfortpflanzungsbereich nahe der Riss spitze $V_{c,ct}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$V_{c,ct} = \alpha \frac{G_f E_{cm}}{f_{ctm}} b_0 \frac{d_s}{d_{s,0}} \quad (10.21)$$

Dabei ist

α 0,12 für Normalbeton (NWAC), 0,09 für Leichtbeton (LWAC);

G_f die Bruchenergie des Betons:

$$G_f = 73 f_{cm}^{0,18} \quad \text{für NWAC mit } G_f [\text{N/m}] \text{ und } f_{cm} [\text{MPa}];$$

$$G_f = 24 + 16\eta_{lw,fct} f_{ctm} \quad \text{für LWAC mit Normalsand};$$

$$G_f = 16\eta_{lw,fct} f_{ctm} \quad \text{für LWAC mit Leichtsand (auch ALWAC)}$$

f_{ctm} in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1:2023, 5.1.3

$\eta_{lw,fct}$ in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1:2023, Tabelle M.1

b_0 in Bild 10.10 angegeben;

d_s der Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Zugkräfte und der Randfaser des druckbeanspruchten Betons. $d_{s,0} = 270$ mm, aber $d_s/d_{s,0} \leq 1,0$.

(7) Alternativ zum Verfahren nach (2) bis (6) darf die vertikale Schubtragfähigkeit für Bereiche mit positiver Biegebeanspruchung vereinfacht wie folgt bestimmt werden:

$$V_{v,Rd} = V_{c,Rd} + k_v V_{b,e,Rd} \quad (10.22)$$

Dabei ist

$V_{c,Rd}$ die vorwiegende Schubtragfähigkeit der Betonrippen, in [kN/m], mit $\tau_{Rd,c}$ nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.2, bei einer Plattenbreite von 1,0 Meter nach EN 1992-1-1, in [kN/cm²]. Dabei sind b_{\min} und b_s in Bild 10.10 angegeben:

$$V_{c,Rd} = \tau_{c,Rd} \frac{100 \cdot b_{\min}}{b_s} z_{cs} \quad (10.23)$$

z_{cs} die innere Kragarmlänge, anzusetzen als der Abstand zwischen dem Mittelpunkt der Druckzone und dem Schwerpunkt der resultierenden Zugkraft, in [cm];

$V_{b,e,Rd}$ der Bemessungswert der vertikalen Schubbeanspruchung des Profilbleches, in [kN/m], mit einer Breite von 1,0 m, der auf den Bemessungswert ständiger vertikaler Schubkräfte $V_{g,Ed}$ begrenzt ist, die während der Bauausführung aufgebracht und auf das Profilblech ohne Eigengewichtsverbund übertragen werden und kleiner sind als die Schubtragfähigkeit der Profilbleche $V_{b,e,Rd} \leq V_{b,Rd}$;

$V_{b,Rd}$ die Schubtragfähigkeit des Profilbleches mit einer Breite von 1,0 m, in [kN/m], nach FprEN 1993-1-3:2023, 8.1.6, oder einem Europäischen Bewertungsdokument (EAD).

ANMERKUNG 1 Der Wert von k_v kann als 1,0 angesetzt werden, wenn $V_{b,e,Rd}$ als der Bemessungswert ständiger vertikaler Schubkräfte $V_{g,Ed}$ betrachtet wird, die während der Bauausführung aufgebracht und auf das Profilblech übertragen werden, wobei gilt $V_{b,e,Rd} \leq V_{b,Rd}$, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

ANMERKUNG 2 Der Wert von k_v ist gleich 0,5 anzusetzen, wenn $V_{b,e,Rd}$ als der Bemessungswert der vertikalen Schubtragfähigkeit des Profilbleches $V_{b,Rd}$ betrachtet wird, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

ANMERKUNG 3 Für die Bestimmung der wirksamen Höhe d und des Bewehrungsgrades ρ_1 nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.1 und 8.2.2, sowie der inneren Kragarmlänge z_{cs} kann nach dem Nationalen Anhang die Verwendung der Profilbleche als Bewehrung für positive Momentenbeanspruchung zulässig sein. Ausreichende Verankerung der Bewehrung und der Profilbleche ist umzusetzen.

ANMERKUNG 4 EN 1992-1-1 gibt die Schubtragfähigkeit $\tau_{Rd,c}$ in [MPa] an, während in Gleichung (10.24) die Einheit [kN/cm²] zu verwenden ist.

(8) Die vertikale Schubtragfähigkeit $V_{v,Rd}$ einer Verbunddecke in einem Bereich negativer Biegebeanspruchung sollte wie folgt bestimmt werden:

$$V_{v,Rd} = V_{c,Rd} + V_{g,Ed} \quad (10.24)$$

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

Dabei ist

$V_{c,Rd}$ die vorwiegende Schubtragfähigkeit der Betonrippen, in [kN/m], nach Gleichung (10.24), wobei z_{cs} durch die Kragarmlänge z nach EN 1992-1-1:2023, 8.2.1 und 3 zu ersetzen ist;

$V_{g,Ed}$ der Bemessungswert ständiger vertikaler Schubkräfte, die während der Bauausführung aufgebracht werden, in [kN/m], und auf das Profilblech ohne Eigengewichtsverbund übertragen werden, wobei gilt $V_{g,Ed} \leq V_{b,Rd}$;

$V_{b,Rd}$ die Schubtragfähigkeit des Profilbleches mit einer Breite von 1,0 m, in [kN/m], nach FprEN 1993-1-3:2023, 8.1.6, oder einem Europäischen Bewertungsdokument (EAD).

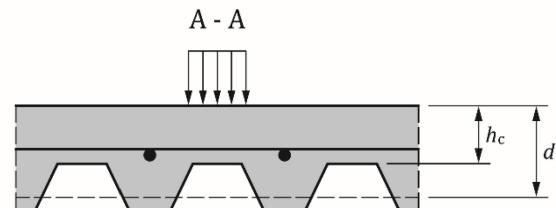
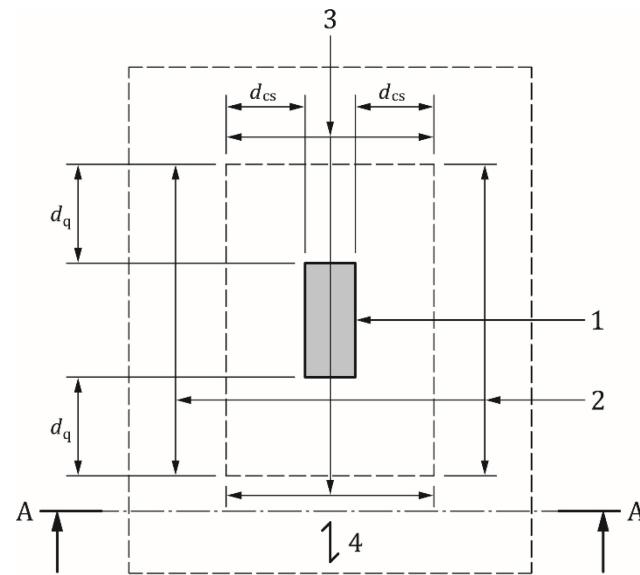
ANMERKUNG Die wirksame Höhe d_s für die Bestimmung von $V_{c,Rd}$ nach EN 1992-1-1:2023, Gleichung 8.27, ist als der Abstand zwischen dem Mittelpunkt der Druckzone und dem Schwerpunkt der aus Bewehrung resultierenden Zugkraft anzusetzen.

(9) Für die Bestimmung der Schubtragfähigkeit $V_{b,Rd}$ der Profilbleche nach (7) und (8) sollten ungünstige Auswirkungen, die aus Normalspannungen infolge Biegebeanspruchung der Verbunddecke resultieren, sowie bei Druckbeanspruchung von Teilen des Profilbleches der Einfluss von Knicken auf $V_{b,Rd}$ berücksichtigt werden. Die Interaktion zwischen Normalspannungen und Schubspannungen sowie der Einfluss von Knicken dürfen nach EN 1993-1-3 berücksichtigt werden.

10.7.6 Durchstanzen

(1) Der Durchstanzwiderstand einer Verbunddecke bei konzentrierter Last sollte als die Summe der Tragfähigkeiten der zwei Oberflächen parallel zur Richtung der Profilbleche zuzüglich der Tragfähigkeiten der zwei Oberflächen quer zur Richtung der Profilbleche angesetzt werden.

(2) Die Tragfähigkeit $V_{pp,Rd}$ einer Oberfläche parallel zur Richtung der Profilbleche sollte nach EN 1992-1-1:2023, 8.4.3, für Platten ohne Schubbewehrung und nach EN 1992-1-1:2023, 8.4.4, für Platten mit Schubbewehrung bestimmt werden. Die Oberflächenbreite sollte sich um d_q auf beiden Seiten der konzentrierten Last erstrecken, wie Bild 10.12 dargestellt.

**Legende**

- 1 Lasteinleitungsfläche
- 2 Oberflächen parallel zur Richtung der Profilbleche
- 3 Oberflächen quer zur Richtung der Profilbleche
- 4 Richtung der Profilbleche

Bild 10.12 — Kritischer Rundschnitt bei Durchstanzen

(2) Die Tragfähigkeit $V_{pt,Rd}$ einer Oberfläche quer zur Richtung der Profilbleche sollte nach Gleichung (10.26) bestimmt werden. Die Oberflächenbreite sollte sich um d_{cs} auf beiden Seiten der konzentrierten Last erstrecken, wie Bild 10.12 dargestellt. Die Bestimmung aller Bestandteile und Koeffizienten erfolgt nach 10.7.5.

$$V_{pt,Rd} = \frac{0,5}{\gamma_c} (V_{c,cz} + V_{c,ks} + V_{c,ct}) + 0,5 \cdot R_{w,Rd} \geq R_{w,Rd} \quad (10.25)$$

ANMERKUNG Der Bestandteil $V_{c,cs}$ in Gleichung (10.26) repräsentiert die direkte Druckstrebe des Auflagers und wird daher bei der Bestimmung des Durchstanzwiderstands nach Gleichung (10.19) vernachlässigt.

10.8 Nachweis für Verbunddecken in Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

10.8.1 Rissbreitenbegrenzung

(1) Die Rissbreite in negativen Momentenbereichen von Durchlaufplatten sollte nach EN 1992-1-1:2023, 9.2, nachgewiesen werden.

(2) Wenn Durchlaufplatten als Einfeldplatten nach 10.4.2(5) bemessen werden und die Rissbreitenbegrenzung nicht von Bedeutung ist, sollte die Querschnittsfläche des Betonstahls oberhalb der Rippen mindestens 0,2 % der Querschnittsfläche des Betons oberhalb der Rippen bei Ausführung ohne Eigengewichtsverbund und mindestens 0,4 % dieser Querschnittsfläche bei Ausführung mit Eigengewichtsverbund betragen. Die Bewehrung sollte in dem Bereich vorgesehen werden, in dem Zugdehnungen erzeugt werden.

10.8.2 Durchbiegung

(1) Die Regeln nach EN 1990:2023, 5.4(3), sollten gelten.

(2) Durchbiegungen infolge von Belastung nur des Stahlbleches sollten nach FprEN 1993-1-3:2023, Abschnitt 9, berechnet werden.

(3) Durchbiegungen infolge von Belastung der Verbunddecke sollten mittels elastischer Berechnung nach Abschnitt 7 berechnet werden.

(4) Die Durchbiegung von Platten darf ohne Berechnung als zulässig angesehen werden, wenn beide der folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- $L/d_q \leq 26$

Dabei ist

L die Spannweite der Platte;

d_q die wirksame Höhe der Verbunddecke.

- die in (7) definierten Bedingungen für die Vernachlässigung der Auswirkungen von Endschlupf sind erfüllt.

(5) Die zusätzlichen Durchbiegungen infolge Schwinden bei Verbunddecken in Hochbauten sollten nach Gleichung (10.27) oder Gleichung (10.28) bestimmt werden, sofern keine genauere Berechnung erfolgt.

$$\delta_{sh} = 0,15 \varepsilon_{sh} \frac{L^2}{h} \quad \text{für Einfeldplatten} \quad (10.26)$$

$$\delta_{sh} = 0,1 \varepsilon_{sh} \frac{L^2}{h} \quad \text{für Durchlaufplatten} \quad (10.27)$$

Dabei ist

L die Spannweite;

h die Gesamthöhe der Verbunddecke;

δ_{sh} die Durchbiegung infolge Schwinden;

ε_{sh} die Schwinddehnung des Betons.

(6) Bei Innenfeldern von Durchlaufplatten mit Verdübelungen nach 10.1.2.1(a), (b) oder (c) darf die Durchbiegung unter Verwendung der folgenden Näherungsverfahren bestimmt werden:

- das Flächenträgheitsmoment darf als der Mittelwert der Werte des ungerissenen und des gerissen Querschnitts angesetzt werden; und
- für Beton darf ein Mittelwert des Elastizitätsmodulverhältnisses für sowohl Kurzzeit- als auch Langzeit-Auswirkungen verwendet werden.

(7) Für Endfelder braucht Endschlupf nicht berücksichtigt zu werden, wenn die Anfangsschlupflast in Versuchen nach B.2 (definiert als die Last, die einen Endschlupf von 0,5 mm verursacht) größer als das 1,2-Fache des Bemessungswertes der Einbaulast ist.

(8) Überschreitet der Endschlupf den Wert von 0,5 mm bei einer Last kleiner als das 1,2-Fache des Bemessungswertes der Einbaulast, sollten Endverankerungen vorgesehen werden. Alternativ sollten Durchbiegungen unter Berücksichtigung der Auswirkung von Endschlupf berechnet werden.

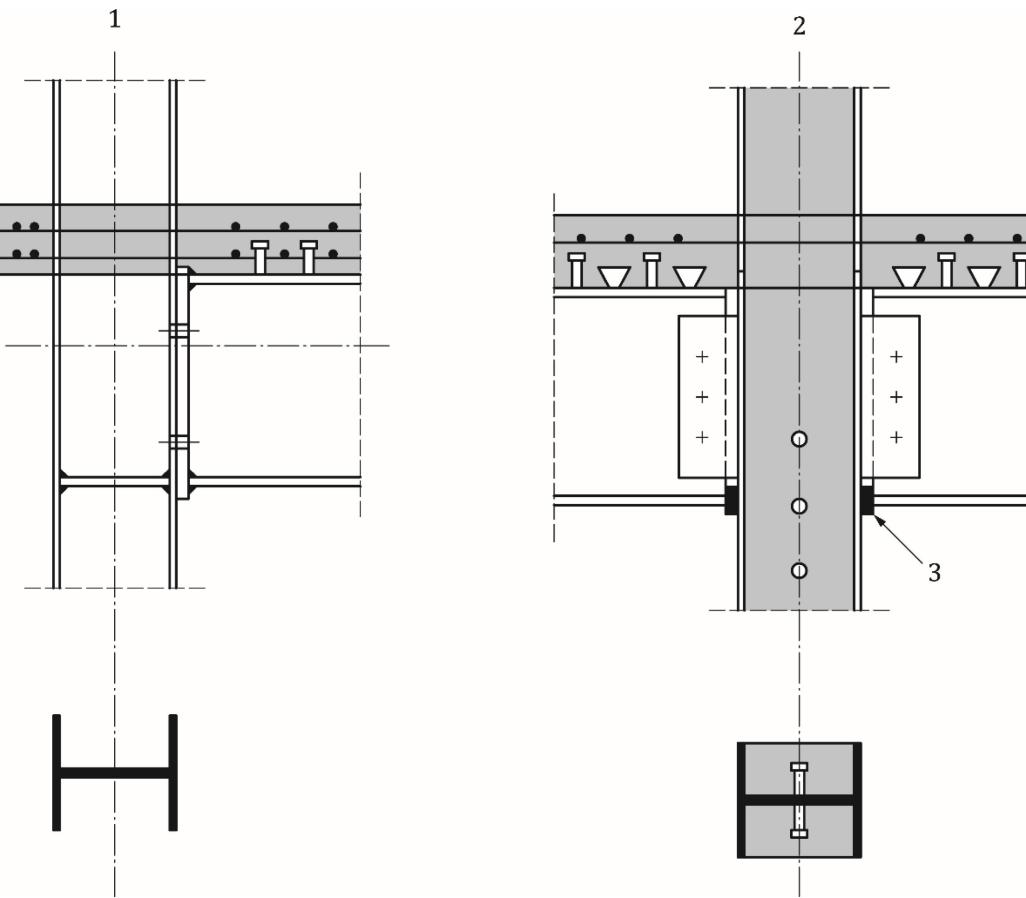
(9) Ist der Einfluss der Verdübelung zwischen Blech und Beton nicht aus versuchsgestützten Nachweisen für eine Verbunddecke mit Endverankerung bekannt, sollte die Verbunddecke als Stabbogen modelliert werden. Anhand dieses Modells ergeben die Verlängerung und Verkürzung die Durchbiegung, die berücksichtigt werden sollte.

11 Verbundanschlüsse in Rahmentragwerken für Hochbauten

11.1 Anwendungsbereich

(1) Ein Verbundanschluss ist in 3.1.13 definiert. Einige Beispiele sind in Bild 11.1 dargestellt. Beton- oder Stahlanschlüsse in Verbundtragwerken sollten nach EN 1992-1-1 oder EN 1993-1-8, sofern zutreffend, bemessen werden.

ANMERKUNG Abschnitt 11 betrifft Anschlüsse unter vorwiegend statischer Belastung. Er ergänzt oder modifiziert die Angaben nach EN 1993-1-8.

**Legende**

- 1 Randstütze
- 2 Mittelstütze
- 3 Kontaktstück

Bild 11.1 — Beispiele für Verbundanschlüsse**11.2 Berechnung, Modellbildung und Klassifizierung****11.2.1 Allgemeines**

(1) Die Bestimmungen nach FprEN 1993-1-8:2023, Abschnitt 7, für Anschlüsse zwischen H- bzw. I-Profilen sind mit den in 11.2.2 und 11.2.3 angegebenen Änderungen anwendbar.

11.2.2 Elastische Gesamttragwerksberechnung

(1) Wenn die Rotationssteifigkeit S_j als $S_{j,ini}/\eta_j$ nach FprEN 1993-1-8:2023, 7.1.2, angesetzt wird, sollte der Anpassungsbeiwert für die Steifigkeit η_j bei Verbindungen mit Kontaktstücken mit 1,5 angesetzt werden.

11.2.3 Klassifizierung von Anschlüssen

(1) Die Klassifizierung von Anschlüssen sollte nach FprEN 1993-1-8:2023, 7.3, unter Berücksichtigung der Auswirkung von Verbundwirkung auf die Tragfähigkeit und die Rotationssteifigkeit nach 11.3.2 bzw. 11.3.3 erfolgen.

(2) Bei der Klassifizierung sollten die Richtungen der Schnittgrößen berücksichtigt werden.

(3) Rissbildung und Kriechen in angeschlossenen Bauteilen dürfen vernachlässigt werden.

11.3 Bemessungsverfahren

11.3.1 Grundlagen und Anwendungsbereich

(1) Als Grundlage für die Bemessung von Anschlüssen und Stößen zwischen Verbundträgern und -stützen darf FprEN 1993-1-8:2023, Abschnitt 8, angewendet werden, sofern die Ausbildung der Stahlbauteile des Anschlusses innerhalb des Anwendungsbereichs jenes Abschnitts liegt.

(2) Die Trageigenschaften von Bauteilen sollten bei der Bemessung auf der Grundlage von Versuchen oder von versuchsgestützten rechnerischen oder numerischen Verfahren angenommen werden.

ANMERKUNG Bauteileigenschaften sind in diesem Dokument in 11.4 und Anhang A sowie in FprEN 1993-1-8:2023, Abschnitt 8 und Anhang A, angegeben.

(3) Bei der Bestimmung der Trageigenschaften eines Verbundanschlusses darf eine Reihe zugbeanspruchter Bewehrungsstäbe vergleichbar mit einer zugbeanspruchten Schraubenreihe in einem Stahlanschluss behandelt werden, sofern die Trageigenschaften gleich denen der Bewehrung sind.

11.3.2 Tragfähigkeit

(1) Die Bemessung von Verbundanschlüssen für Tragfähigkeit bei vertikaler Schubbeanspruchung sollte entsprechend den maßgebenden Bestimmungen nach EN 1993-1-8 erfolgen.

(2) Der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit eines Verbundanschlusses mit vollständiger Verdübelung sollte analog zu den Bestimmungen für Stahlanschlüsse nach FprEN 1993-1-8:2023, B.3, unter Berücksichtigung des Traganteils der Bewehrung bestimmt werden.

(3) Die Tragfähigkeit von Bauteilen sollte nach 11.4 und nach FprEN 1993-1-8:2023, Anhang A, sofern zutreffend, bestimmt werden.

11.3.3 Rotationssteifigkeit

(1) Die Rotationssteifigkeit eines Anschlusses sollte analog zu den Bestimmungen für Stahlanschlüsse nach FprEN 1993-1-8:2023, 7.2.6 und B.2, unter Berücksichtigung des Traganteils der Bewehrung bestimmt werden.

(2) Bei Anschlüssen mit Kontaktstücken sollte der Beiwert ψ , siehe FprEN 1993-1-8:2023, 7.2.6(4), gleich 1,7 angesetzt werden.

11.3.4 Rotationskapazität

(1) Der Einfluss von Rissbildung des Betons, Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und Verformung der Verdübelung sollte bei der Bestimmung der Rotationskapazität berücksichtigt werden.

(2) Die Rotationskapazität eines Verbundanschlusses darf mittels Versuchen nachgewiesen werden. Dabei sollten mögliche Abweichungen der Baustoffeigenschaften von festgelegten charakteristischen Werten berücksichtigt werden. Ein experimenteller Nachweis ist nicht erforderlich, wenn Details verwendet werden, deren Eigenschaften sich erfahrungsgemäß als geeignet erwiesen haben.

(3) Alternativ dürfen Berechnungsverfahren angewendet werden, sofern sie auf Versuche gestützt sind.

11.4 Tragfähigkeit von Bauteilen

11.4.1 Anwendungsbereich

(1) Die Tragfähigkeit der folgenden Grundbauteile von Anschlüssen sollte nach 11.4.2 bestimmt werden:

- zugbeanspruchte Längsbewehrung; und
- druckbeanspruchte Kontaktstücke aus Stahl.

(2) Die Tragfähigkeit von in EN 1993-1-8 angegebenen Bauteilen sollte mit Ausnahme der in 11.4.3 genannten Fälle nach jener Norm angesetzt werden.

(3) Die Tragfähigkeit einbetonierter Stege in Stahlstützenprofilen sollte nach 11.4.4 bestimmt werden.

11.4.2 Grundbauteile von Anschlüssen

11.4.2.1 Zugbeanspruchte Längsbewehrung

(1) Die mittragende Breite des Betongurtes sollte für den Querschnitt im Anschlussbereich nach 7.4.1.2 bestimmt werden.

(2) Es sollte angenommen werden, dass die effektive Querschnittsfläche von zugbeanspruchter Längsbewehrung Spannungen bis zum Bemessungswert der Streckgrenze f_{sd} ausgesetzt ist.

(3) Bei ungleichmäßiger Lasteinleitung darf ein Fachwerkmodell für den Nachweis der Krafteinleitung aus der Betonplatte in die Stütze verwendet werden (siehe Bild 11.2).

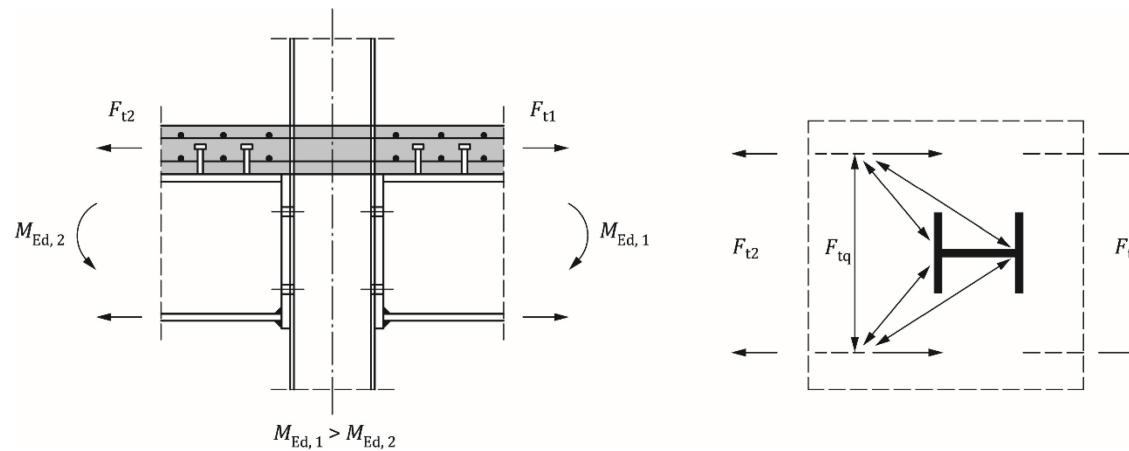


Bild 11.2 — Fachwerkmodell

(4) Bei als Verbundanschluss bemessener einseitiger Konfiguration sollte die wirksame zugbeanspruchte Längsbewehrung der Platte auf der trägerabgewandten Seite der Stütze ausreichend verankert werden, um das Erreichen des Bemessungswertes der Zugtragfähigkeit zu ermöglichen.

11.4.2.2 Druckbeanspruchte Kontaktstücke

(1) Wenn eine Höhe oder Breite des Kontaktstücks größer ist als das entsprechende Maß des Druckgurtes eines Stahlprofils, sollte das wirksame Maß unter der Annahme einer Lastausbreitung unter 45° durch das Kontaktstück bestimmt werden.

(2) Es sollte angenommen werden, dass die effektive Querschnittsfläche des druckbeanspruchten Kontaktstücks Spannungen bis zum Bemessungswert der Streckgrenze f_{yd} ausgesetzt werden darf.

11.4.3 Stützensteg unter Querdruckbeanspruchung

(1) Bei Kontaktstückverbindungen sollte die mittragende Breite des druckbeanspruchten Stützensteges $b_{eff,c,wc}$ unter der Annahme einer Lastausbreitung unter 45° durch das Kontaktstück bestimmt werden.

11.4.4 Bauteile mit Bewehrung

11.4.4.1 Stützenstegfeld unter Schubbeanspruchung

(1) Zur Berücksichtigung des Kammerbetons bei einbetonierten Stahlstützenstegen, siehe Bild 8.24b, darf der nach FprEN 1993-1-8:2023, A.2.1, bestimmte Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Feldes erhöht werden.

(2) Bei einem einseitigen Anschluss oder einem zweiseitigen Anschluss mit vergleichbaren Trägerhöhen sollte der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Kammerbetons eines Stützenstegfeldes $V_{wp,c,Rd}$ wie folgt bestimmt werden:

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85 \nu A_{vc} f_{cd} \sin \theta \quad (11.1)$$

mit:

$$A_{vc} = 0,8(b_c - t_w)(h - 2t_f) \cos \theta \quad (11.2)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{h - 2t_f}{z}\right) \quad (11.3)$$

Dabei ist

b_c die Breite des Kammerbetons;

h die Höhe des Stützenquerschnitts;

t_f die Dicke des Stützengurtes;

t_w die Dicke des Stützensteges;

z die Kragarmlänge, siehe FprEN 1993-1-8:2023, B.1.2.1 und Tabelle B.1.

(3) Der Abminderungsfaktor ν zur Berücksichtigung der Auswirkung von Normalkraft in der Stütze auf die Bemessungstragfähigkeit des Stützenstegfeldes unter Schubbeanspruchung sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\nu = 0,55 \left(1 + 2 \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \leq 1,1 \quad (11.4)$$

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der Normaldruckkraft in der Stütze;

$N_{pl,Rd}$ der Bemessungswert der plastischen Tragfähigkeit des Stützenquerschnitts einschließlich Kammerbeton (siehe 8.8.3.2).

11.4.4.2 Stützensteg unter Querdruckbeanspruchung

(1) Zur Berücksichtigung des Kammerbetons bei einbetonierten Stahlstützenstegen darf der nach FPrEN 1993-1-8:2023, A.3, bestimmte Bemessungswert der Drucktragfähigkeit des Stützensteges erhöht werden.

(2) Die Bemessungstragfähigkeit des Kammerbetons eines querdruckbeanspruchten Stützensteges $F_{c,wc,c,Rd}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85 k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd} \quad (11.5)$$

Dabei ist

$t_{eff,c}$ die wirksame Länge des Betons, die vergleichbar mit der mittragenden Breite $b_{eff,c,wc}$ nach FPrEN 1993-1-8:2023, A.5, bestimmt wird.

(3) Wenn der Kammerbeton einer Längsdruckspannung ausgesetzt ist, darf die Auswirkung auf dessen Querdrucktragfähigkeit berücksichtigt werden, indem der Wert von $F_{c,wc,c,Rd}$ mit einem Beiwert $k_{wc,c}$ multipliziert wird, welcher wie folgt bestimmt wird:

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0 \quad (11.6)$$

Dabei ist

$\sigma_{com,c,Ed}$ die Längsdruckspannung im Kammerbeton infolge des Bemessungswertes der Normalkraft N_{Ed} .

Wird kein genaueres Verfahren angewendet, darf $\sigma_{com,c,Ed}$ anhand des bezogenen Beitrags des Kammerbetons zur plastischen Tragfähigkeit des druckbeanspruchten Stützenquerschnitts $N_{pl,Rd}$ bestimmt werden, siehe 8.8.3.2.

Anhang A
(informativ)

Steifigkeit von Anschlussbauteilen in Hochbauten

A.1 Anwendungsbereich

- (1) Die Steifigkeit der folgenden Grundbauteile von Anschlässen darf nach A.2.1 bestimmt werden:
 - zugbeanspruchte Längsbewehrung;
 - druckbeanspruchte Kontaktstücke aus Stahl.
- (2) Steifigkeitskoeffizienten k_i sind in FprEN 1993-1-8:2023, Gleichung (B.6), definiert. Die in jener Norm angegebene Bauteilstiffigkeit darf unverändert angesetzt werden, wobei die nachstehenden Ausnahmen nach A.2.2 gelten.
- (3) Die Steifigkeit einbetonierter Stege von Stahlstützenquerschnitten darf nach A.2.3 bestimmt werden.
- (4) Der Einfluss von Schlupf der Verdübelung auf die Anschlusssteifigkeit darf nach A.3 bestimmt werden.

A.2 Steifigkeitskoeffizienten

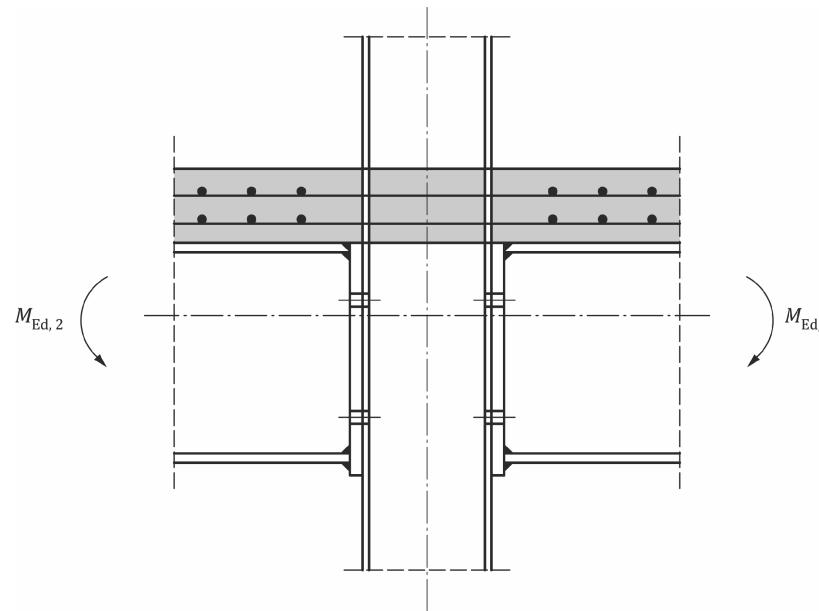
A.2.1 Grundbauteile von Anschlässen

A.2.1.1 Zugbeanspruchte Längsbewehrung

- (1) Der Steifigkeitskoeffizient $k_{s,r}$ für eine Bewehrungslage r darf nach Tabelle A.1 ermittelt werden.

A.2.1.2 Druckbeanspruchte Kontaktstücke aus Stahl

- (1) Der Steifigkeitskoeffizient darf als unendlich groß angenommen werden.

**Bild A.1 — Anschlüsse mit Biegemomentbeanspruchung****Tabelle A.1 — Steifigkeitskoeffizienten $k_{s,r}$**

Anschluss	Belastung	Steifigkeitskoeffizient
Einseitig		$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6h}$
Zweiseitig	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h/2}$ Für den Anschluss mit $M_{Ed,1}$: $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h\left(\frac{1+\beta}{2} + K_\beta\right)}$ Mit h : $K_\beta = \beta(4,3\beta^2 - 8,9\beta + 7,2)$
	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	Für den Anschluss mit $M_{Ed,2}$: $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h\left(\frac{1-\beta}{2}\right)} k_{s,r} \quad k_{s,r} =$
<p>A_{sr} ist die Querschnittsfläche der Längsbewehrung in Bewehrungslage r innerhalb der mittragenden Breite des Betongurtes bei Bestimmung für den Querschnitt im Anschlussbereich nach 7.4.1.2;</p> <p>$M_{Ed,j}$ ist der Bemessungswert der Momententrägfähigkeit bei auf einen Anschluss j durch einen angeschlossenen Träger eingeleitetem Biegemoment, siehe Bild A.1;</p> <p>h ist die Höhe des Stahlprofils einer Stütze, siehe Bild 8.24;</p> <p>β ist der Übertragungsparameter nach FprEN 1993-1-8:2023, 7.2.</p>		

Anschluss	Belastung	Steifigkeitskoeffizient
ANMERKUNG Der Steifigkeitskoeffizient für $M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ ist für eine zweiseitige Träger/Träger-Anschlusskonfiguration unter derselben Lastbedingung anwendbar, sofern die Querschnittshöhe h der Stütze durch die Gurtbreite des stützenden Hauptträgers ersetzt wird.		

A.2.2 Weitere Grundbauteile von Verbundanschlüssen

A.2.2.1 Stützenstegfeld unter Schubbeanspruchung

(1) Der Steifigkeitskoeffizient k_{wp} für ein unausgesteiftes Feld in einem Anschluss mit Kontaktstücken aus Stahl darf als das 0,87-Fache des in FprEN 1993-1-8:2023, A.2.2, angegebenen Wertes angesetzt werden.

A.2.2.2 Stützensteg unter Querdruckbeanspruchung

(1) Bei einem unausgesteiften Steg und einem Anschluss mit Kontaktstücken darf der Steifigkeitskoeffizient $k_{c,wc}$ wie folgt bestimmt werden:

$$k_{c,wc} = 0,2 \frac{b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_{wc}} \quad (A.1)$$

Dabei ist

$b_{eff,c,wc}$ die mittragende Breite des druckbeanspruchten Stützensteges, siehe 11.4.3;

d_{wc} die gerade Höhe des Stützensteges wie in FprEN 1993-1-8:2023, A.3.1.1(7), definiert;

t_{wc} die Dicke des Stützensteges.

A.2.3 Bauteile mit Bewehrung

A.2.3.1 Stützenstegfeld unter Schubbeanspruchung

(1) Bei einbetonierten Stahlstützenstegen, siehe Bild 8.24b, darf die Steifigkeit des Feldes zur Berücksichtigung des Kammerbetons erhöht werden. Die Addition von $k_{wp,c}$ zum Steifigkeitskoeffizienten k_{wp} darf wie folgt bestimmt werden:

$$k_{wp,c} = 0,06 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{b_c h_c}{\beta z} \quad (A.2)$$

Dabei ist/sind

E_{cm} der Elastizitätsmodul des Betons bei Kurzzeit-Belastung nach 5.1(8);

z die Kragarmlänge, siehe FprEN 1993-1-8:2023, Tabelle B.1;

k_{wp} der Steifigkeitskoeffizient für einen Stahlstützensteg nach FprEN 1993-1-8:2023, A.2.2(1);

b_c, h_c in Bild 8.24 angegeben.

A.2.3.2 Stützensteg unter Querdruckbeanspruchung

(1) Bei einbetonierten Stahlstützenstegen, siehe Bild 8.24b, darf die Steifigkeit des druckbeanspruchten Stützensteges zur Berücksichtigung des Kammerbetons erhöht werden.

(2) Bei Anschlüssen mit Kontaktstücken darf die Addition von $k_{c,wc,c}$ zum Steifigkeitskoeffizienten $k_{c,wc}$ wie folgt bestimmt werden:

$$k_{c,wc,c} = 0,13 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} \quad (\text{A.3})$$

Dabei ist/sind

$t_{eff,c}$ die wirksame Länge des Betons, siehe 11.4.4.2(2);

b_c, h_c in Bild 8.24 angegeben.

(3) Bei einem Kopfplattenanschluss darf die Addition von $k_{c,wc,c}$ wie folgt bestimmt werden:

$$k_{c,wc,c} = 0,5 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} \quad (\text{A.4})$$

A.3 Verformung der Verdübelung

(1) Sofern die Verformung der Verdübelung nicht anhand eines genaueren Verfahrens berücksichtigt wird, darf der Einfluss von Schlupf auf die Anschlusssteifigkeit nach (2) bis (4) bestimmt werden.

(2) Der Steifigkeitskoeffizient $k_{s,r}$, siehe A.2.1.1, darf mit dem Abminderungsfaktor k_{slip} multipliziert werden, welcher wie folgt bestimmt wird:

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{K_{sc}}} \quad (\text{A.5})$$

mit:

$$K_{sc} = \frac{n_{ls} k_{sc}}{\nu - \left(\frac{\nu - 1}{1 + \xi}\right) \frac{h_{st}}{d_{sb}}} \quad (\text{A.6})$$

$$\nu = \sqrt{\frac{(1 + \xi) n_{ls} k_{sc} L d_{sb}^2}{E_a I_a}} \quad (\text{A.7})$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_{sb}^2 E_s A_s} \quad (\text{A.8})$$

Dabei ist

- h_{st} der Abstand zwischen den zugbeanspruchten Längsbewehrungsstäben und dem Mittelpunkt der Druckbeanspruchung, siehe FprEN 1993-1-8:2023, Tabelle B.1, für den Mittelpunkt der Druckbeanspruchung;
- d_{sb} der Abstand zwischen den zugbeanspruchten Längsbewehrungsstäben und dem Schwerpunkt des Stahlprofils eines Trägers;
- I_a das Flächenträgheitsmoment des Stahlprofils eines Trägers;
- L die an den Anschluss angrenzende Trägerlänge unter negativer Biegebeanspruchung, die bei einem ausgesteiften System als 15 % der Spannweite angesetzt werden darf;
- n_{Ls} die Anzahl der über die Länge angeordneten Schubverbinder;
- k_{sc} die Steifigkeit eines Schubverbinder.

ANMERKUNG Eine Beurteilung von k_{sc} ist in Anhang B angegeben.

(3) Bei einer Betonplatte mit einem Abminderungsfaktor k_t gleich 1, siehe 8.6.9.2, dürfen die folgenden Näherungswerte für k_{sc} angenommen werden:

- bei Kopfbolzen mit 19 mm Schaftdurchmesser: 100 kN/mm;
- bei kaltgeformten Winkeln mit 80 mm bis 100 mm Schenkelhöhe: 70 kN/mm.

(4) Der vorstehende Absatz (2) ist für Verbundanschlüsse mit mehr als einer als wirksam unter Zugbeanspruchung angesehenen Bewehrungslage anwendbar, sofern diese Lagen durch eine einzelne Lage mit äquivalenter Querschnittsfläche sowie äquivalenten Abständen zum Mittelpunkt der Druckbeanspruchung und zum Schwerpunkt des Stahlprofils eines Trägers repräsentiert werden.

**Anhang B
(normativ)****Standardversuche****B.1 Allgemeines**

- (1) Diese Norm enthält Regeln für:
- Versuche an Schubverbbindern in B.2; und
 - Versuche an Verbunddecken in B.3.

B.2 Versuche an Schubverbbindern**B.2.1 Allgemeines**

(1) Als Alternative zu den in 8.6.8 und 8.6.9 angegebenen Bemessungsregeln sowie in Fällen, in denen die Regeln nicht anwendbar sind, darf die Bemessung auf Versuchen beruhen, die so durchgeführt werden, dass sie Informationen zu den für die Bemessung nach dieser Norm erforderlichen Eigenschaften der Verdübelung liefern.

(2) Die zu untersuchenden Variablen schließen die geometrischen und mechanischen Eigenschaften der Betonplatte, der Schubverbinder und der Bewehrung ein.

(3) Die Tragfähigkeit bei Belastung (ausgenommen Ermüdung) darf mittels Abscherversuchen entsprechend den Anforderungen nach diesem Anhang bestimmt werden.

(4) Die Probekörper für Ermüdungsversuche sollten ebenfalls nach diesem Anhang hergestellt werden.

B.2.2 Versuchsanordnung**B.2.2.1 Allgemeines**

(1) Für Schubverbinder in Trägern mit T-Stück und einer Betonplatte konstanter Dicke oder mit Vouten nach 8.6.10.4 sollten Standard-Abscherversuche durchgeführt werden (B.2.2.2). In anderen Fällen, wie z. B. bei Platten mit Profilblechen, dürfen spezifische Abscherversuche durchgeführt werden (B.2.2.3).

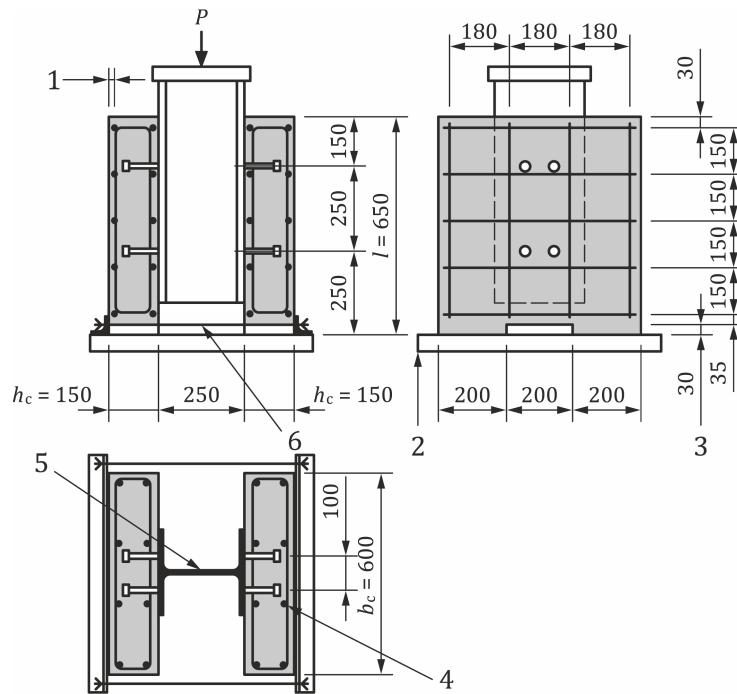
(2) Für jede der zu untersuchenden Variablen sollten Versuche an mindestens drei nominell identischen Probekörpern innerhalb einer Reihe durchgeführt werden, um den charakteristischen Wert und den Bemessungswert der Tragfähigkeit von Schubverbbindern zu bestimmen.

(3) Eine Last P sollte schrittweise am oberen Rand des Stahlprofils eingeleitet werden, wie in Bild B.1 und Bild B.2 dargestellt. Bei Abscherversuchen, bei denen an der Probekörperbasis keine Vertiefungen oder keine alternativen Verfahren vorliegen (siehe Bild B.1 und Bild B.2), sollten die Versuchslasten bei der Bestimmung der Schubverbindereigenschaften um 5 % verringert werden.

B.2.2.2 Standard-Abscherversuche

(1) Bei Standard-Abscherversuchen sollten die Maße von Probekörper, Stahlprofil und Bewehrung den Angaben nach Bild B.1 entsprechen.

(2) Wenn der Zweck des Versuchs die Bestimmung von bei der Bemessung von Deckenträgern zu verwendenden Werten ist, bei denen sowohl die ständigen als auch die veränderlichen Einwirkungen rechtwinklig zur Plattenseite und abwärts gerichtet eingeleitet werden, sollte die Zugstrebene nach Bild B.1 verwendet werden, um Zugkräfte in den Schubverbindern auf der unteren Ebene zu beseitigen.



Legende

- 1 Betondeckung 15 mm
- 2 Bettungsmörtel, Gips o. Ä.
- 3 Vertiefung
- 4 Bewehrung: Betonrippenstahl $\varnothing 10$ mm, der zu hohem Verbund mit $450 \leq f_{sk} \leq 550 \text{ N/mm}^2$ führt
- 5 Stahlprofil: HE260B oder $254 \times 254 \times 89 \text{ kg/m}$. UC
- 6 Stahlprofil mit außenliegenden Zugstreben o. Ä.

Bild B.1 — Probekörper für Standard-Abscherversuch

B.2.2.3 Spezifische Abscherversuche

(1) Spezifische Abscherversuche dürfen verwendet werden, um das Verhalten von Schubverbindern in Betonplatten konstanter Dicke, von Vouten, welche nicht 8.6.10.4 entsprechen, oder von Schubverbindern, die im Rippenbereich von Profilblechen verschweißt sind, zu bestimmen.

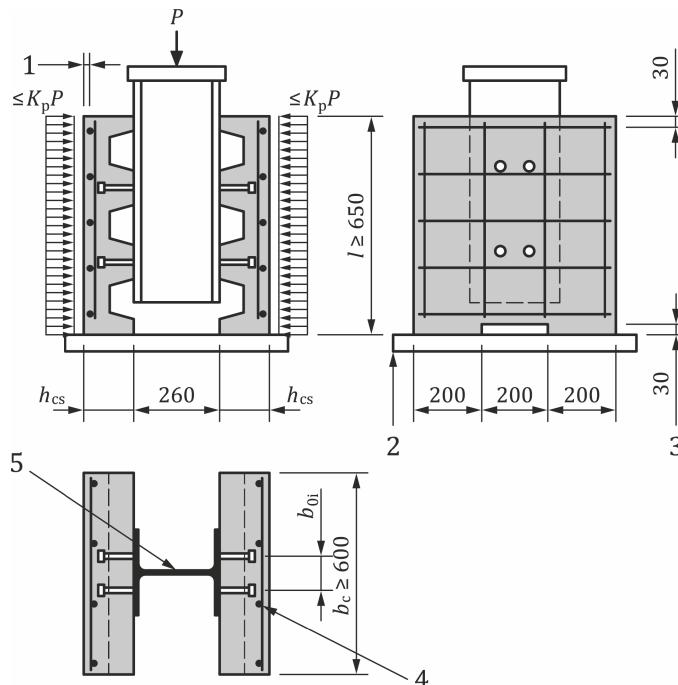
(2) Spezifische Abscherversuche sollten an einem Probekörper im Allgemeinen nach Bild B.2 vorgenommen werden. Zusätzlich zu B.2.2.1 und Bild B.1 gilt Folgendes:

- a) die Länge L jeder Platte sollte sich auf die Längsabstände der Verbundmittel im Verbundtragwerk beziehen;
- b) die Platten und die Bewehrung sollten geeignete Maße im Vergleich zu den Trägern aufweisen, für welche der Versuch ausgelegt ist;
- c) die Dicke h_{cs} jeder Platte sollte nicht größer sein als die Mindestdicke der Platte im Träger;
- d) die Breite b_c jeder Platte sollte nicht größer sein als die mittragende Breite der Platte des Trägers;
- e) die Platte sollte die gleiche Bewehrungsanordnung wie die Platte im Träger aufweisen;
- f) der Bewehrungsgrad und die Blechdicke in der Platte sollten nicht größer sein als in der Platte im Träger vorgesehen;
- g) sind zwei Schubverbinder je Rippe vorgesehen, sollte der Achsabstand zwischen den äußeren Schubverbinderreihen b_{0i} nicht größer sein als in der Platte im Träger vorgesehen;
- h) lässt die Geometrie des Profilbleches eine mittige Anordnung der Bolzen im Rinnenprofil nicht zu, sollten diese über die gesamte Trägerlänge L alternierend zu beiden Seiten des Rinnenprofils angeordnet werden;
- i) bei offenen Profilblechen sollte ein Schubverbinder nicht innerhalb der letzten Rippe an die Versuchplatte oben im Abscherversuch angeschweißt werden;
- j) bei Vouten in Trägern, die nicht 8.6.10.4 entsprechen, sollten die Platten des Probekörpers für den Abscherversuch dieselbe Voute und Bewehrung wie der Träger aufweisen.

(3) Wenn der Zweck des Versuchs die Bestimmung von bei der Bemessung von Deckenträgern zu verwendenden Werten ist, bei denen sowohl die ständigen als auch die veränderlichen Einwirkungen rechtwinklig zur Plattenseite und abwärts gerichtet eingeleitet werden, darf als Alternative zur wahlfreien Zugstrebe nach Bild B.1 eine Normalkraft $K_p P$ (Bild B.2) so konstant wie möglich auf die Außenseiten der Platten eingeleitet werden. Die Maße von Probekörper und Stahlprofil sollten Bild B.2 entsprechen.

ANMERKUNG Der Wert von K_p für die Normalkraft beträgt 0,1, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

(4) Beruht die Bemessungstragfähigkeit von Schubverbindern auf Abscherversuchen mit Querbelastung, sollten die Ergebnisse auf Anwendungen in Übereinstimmung mit 8.6.8.2(2) begrenzt werden.

**Legende**

- 1 Betondeckung 15 mm
- 2 Bettungsmörtel, Gips o. Ä.
- 3 Vertiefung
- 4 Bewehrung
- 5 Stahlprofil: HE260B oder 254 × 254 × 89 kg/m. UC

Bild B.2 — Spezifische Abscherversuche**B.2.3 Herstellung der Probekörper**

(1) Beide Betonplatten sollten in horizontaler Lage hergestellt werden. Der Beton für alle Probekörper einer Reihe für den Abscherversuch zur Untersuchung einer Variablen sollte aus der gleichen Mischung bestehen und luftgehärtet sein. Die Endanordnung sollte symmetrisch sein.

ANMERKUNG Zur Minimierung von Schwankungen in der Betonfestigkeit können die Platten gleichzeitig hergestellt werden, indem das Stahlprofil in zwei Hälften geteilt wird und diese nach dem Härteten des Betons wieder zusammengefügt werden.

(2) Der Haftverbund in der Verbundfuge zwischen Gurten des Stahlträgers und dem Beton sollte durch Einfetten des Gurtes oder andere geeignete Maßnahmen verhindert werden.

(3) Bei der Herstellung jeder Reihe nominell identischer Probekörper für den Abscherversuch, die dem Versuch innerhalb von 48 Stunden unterzogen werden, sollten gleichzeitig mindestens vier Betonprobekörper (Zylinder oder Würfel) zur Bestimmung der Zylinderfestigkeit hergestellt werden. Diese Betonprobekörper sollten gemeinsam mit den Probekörpern für den Abscherversuch luftgehärtet werden. Als Betonfestigkeit $f_{cm,t}$ jeder Reihe sollte der Mittelwert verwendet werden, wenn die Werte jedes einzelnen Probekörpers um nicht mehr als 10 % vom Mittelwert abweichen. Beträgt die Abweichung der Druckfestigkeit vom Mittelwert mehr als 10 %, sollte die Betonfestigkeit als der größte beobachtete Einzelwert angesetzt werden.

(4) Die Betondruckfestigkeit $f_{cm,t}$ zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung sollte nicht größer sein als $1,25 f_{ck}$, wobei f_{ck} die festgelegte Betonfestigkeit der Träger ist, für welche der Versuch ausgelegt ist. Diese Anforderung kann durch Verwendung von Beton der festgelegten Festigkeitsklasse erfüllt werden, allerdings wird der Versuch früher als 28 Tage nach dem Betonieren der Probekörper durchgeführt.

(5) Bei Verwendung von Profilblechen für die Platten sollten deren Zugfestigkeit und Streckgrenze mittels Norm-Versuchen an Probekörpern ermittelt werden, die aus den Blechen wie bei den Abscherversuchen entnommen werden.

(6) Die Streckgrenze, die tatsächliche Zugfestigkeit f_{ut} und die Bruchdehnung einer repräsentativen Probe des in den Probekörpern verwendeten Schubverbinderwerkstoffs sollten bestimmt werden.

B.2.4 Versuchsdurchführung

(1) Die Last P sollte zunächst allmählich in Schritten von bis zu $0,4 P_e$ und anschließend in 25 Lastwechseln zwischen $0,05 P_e$ und $0,4 P_e$ eingeleitet werden, wobei P_e die erwartete Versagenslast ist. Wenn drei Versuche durchgeführt werden, darf jeweils einer der drei Probekörper lediglich dem statischen Versuch ohne Wechselbeanspruchung unterzogen werden, um für die beiden anderen Versuche die Größenordnung der zyklischen Last zu bestimmen.

(2) Im Anschluss sollten aufeinanderfolgende Lastschritte P so aufgebracht werden, dass innerhalb von 15 Minuten kein Versagen eintritt.

(3) Durchgehend während der Lasteinleitung bzw. bei jedem Lastschritt sollte der Längsschlupf zwischen jeder Betonplatte und dem Stahlprofil gemessen werden. Der Schlupf sollte mindestens so lange gemessen werden, bis die Last um 20 % unter den Wert der Höchstlast abgefallen ist.

(4) Möglichst nahe an jeder Schubverbindergruppe sollte das Abheben jeder Betonplatte vom Stahlprofil gemessen werden.

(5) Die Summe der Zugankerkräfte sollte nicht größer sein als $0,1 P$. Bei gleichmäßiger Einleitung einer Normalkraft auf die Plattenseite sollte der Wert nicht größer sein als ($K_p P$).

(6) Werden Langzeit-Auswirkungen nicht direkt bei der Bemessung eines Verbundelements berücksichtigt, sollte die Lasteinleitung in Schritten von 1,0 mm Schlupf erfolgen und für mindestens 5 Minuten unterbrochen werden, um die Messung der Lastrelaxation zu ermöglichen. Die Last-Schlupf-Kurve nach Bild B.3 sollte unter Verwendung der jeweils kleinsten Last für jeden Schritt des Schlupfes aufgetragen werden.

ANMERKUNG Erfolgt während der Versuche kein direkter Nachweis der Kurzzeit-Relaxation, ist die Versuchslast um 10 % zu verringern.

B.2.5 Versuchsauswertung

(1) Wenn drei Versuche an nominell identischen Probekörpern mit Kopfbolzendübeln durchgeführt werden und keines der einzelnen Versuchsergebnisse um mehr als 10 % vom Mittelwert aller Versuche abweicht, darf die Bemessungstragfähigkeit wie folgt bestimmt werden:

- der charakteristische Wert der Tragfähigkeit P_{Rk} darf als die um 10 % abgeminderte kleinste Bruchlast (dividiert durch die Anzahl der Schubverbinder) angesetzt werden;
- die Bemessungstragfähigkeit P_{Rd} darf als der kleinere Wert aus Gleichung (B.1) und Gleichung (B.2) angesetzt werden:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (\text{B.1})$$

$$P_{Rd} = \frac{f_{cm}}{f_{cm,t}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (\text{B.2})$$

Dabei ist

- f_u die festgelegte Mindestzugfestigkeit des Bolzenwerkstoffs;
- f_{ut} die gemessene Zugfestigkeit des Bolzenwerkstoffs im Probekörper;
- f_{cm} der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons bei Bestimmung nach EN 1992-1-1;
- $f_{cm,t}$ der gemessene Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Probekörper; und
- γ_V der Teilsicherheitsbeiwert für die Verdübelung nach 4.4.1.2(5).

(2) Ist die Abweichung vom Mittelwert größer als 10 %, sollten mindestens drei weitere gleiche Versuche durchgeführt werden. Die Versuchsauswertung sollte dann nach EN 1990:2023, Anhang D, erfolgen.

(3) Für Schubverbinder mit Ausnahme von Kopfbolzen sollte die Versuchsauswertung nach EN 1990:2023, Anhang D, erfolgen.

(4) Besteht der Dübel aus zwei verschiedenen Elementen, eines für die Aufnahme von Längsschubbeanspruchung und das andere für die Aufnahme von Kräften, die das Abheben der Platte vom Stahlträger begünstigen, sollten die Zuganker gegen Abheben ausreichende Steifigkeit und Festigkeit aufweisen, so dass das Abheben bei Messung im Abscherversuch an Schubverbindern mit 80 % ihrer Bruchlast kleiner ist als die Hälfte der Längsverschiebung zwischen Platte und Träger.

(5) Das Verformungsvermögen eines Probekörpers δ_u sollte als der größte Schlupf angesetzt werden, der bei der charakteristischen Tragfähigkeit P_{Rk} gemessen wird, wie in Bild B.3 dargestellt. Der charakteristische Wert des Verformungsvermögens δ_{uk} sollte als der kleinste Versuchswert von δ_u angesetzt werden, der entweder um 10 % verringert oder durch statistische Bewertung aller Versuchsergebnisse bestimmt wird. In letzterem Fall sollte der charakteristische Wert des Verformungsvermögens nach EN 1990:2023, Anhang D, bestimmt werden.

(6) Die Steifigkeit eines Schubverbinder k_{sc} sollte als $0,7 P_{Rk}/s_e$ angesetzt werden, wobei s_e der Schlupf bei einer Last von $0,7 P_{Rk}$ ist, wie in Bild B.3 dargestellt. Der Schlupf δ_e beim ersten Erreichen der charakteristischen Tragfähigkeit P_{Rk} sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\delta_e = \frac{s_e}{0,7} \quad (\text{B.3})$$

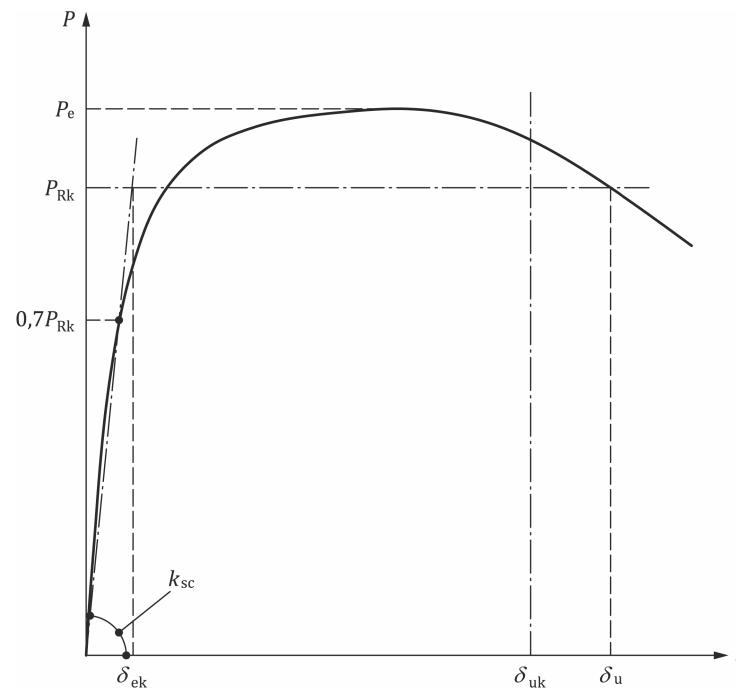


Bild B.3 — Bestimmung des Verformungsvermögens δ_u und der Steifigkeit k_{sc}

(7) Wenn drei Versuche an nominell identischen Probekörpern mit Kopfbolzendübeln durchgeführt werden und keines der einzelnen Versuchsergebnisse um mehr als 10 % vom Mittelwert aller Versuche abweicht, sollte der charakteristische Wert des elastischen Schlupfes δ_{ek} als der kleinste Versuchswert von δ_e angesetzt werden, der um 10 % verringert oder durch statistische Bewertung aller Versuchsergebnisse bestimmt wird. In letzterem Fall sollte der charakteristische Wert des elastischen Schlupfes nach EN 1990:2023, Anhang D, bestimmt werden.

B.3 Versuche für Verbunddecken

B.3.1 Allgemeines

(1) Versuche in Übereinstimmung mit diesem Abschnitt sollten zur Bestimmung des beim Nachweis der Längsschubtragfähigkeit nach Abschnitt 10 zu verwendenden Wertes von $\tau_{u,Rd}$ durchgeführt werden.

(2) Anhand der Last-Verformungs-Kurven ist das Längsschubverhalten als spröde oder duktil einzustufen. Das Verhalten wird als duktil angenommen, wenn es 10.7.2(3) entspricht. Andernfalls wird das Verhalten als spröde eingestuft.

(3) Die bei einer vollständigen Untersuchung zu berücksichtigenden Variablen umfassen die Dicke und Art des Stahlbleches, die Stahlsorte, die Beschichtung des Stahlbleches, die Dichte und Festigkeitsklasse des Betons, die Plattendicke sowie die Schublänge L_s .

(4) Um die Anzahl der für eine vollständige Untersuchung erforderlichen Versuche zu verringern, dürfen die aus einer Versuchsreihe erhaltenen Werte der Schubfestigkeit $\tau_{u,Rd}$ auch für andere Werte von Variablen wie folgt verwendet werden:

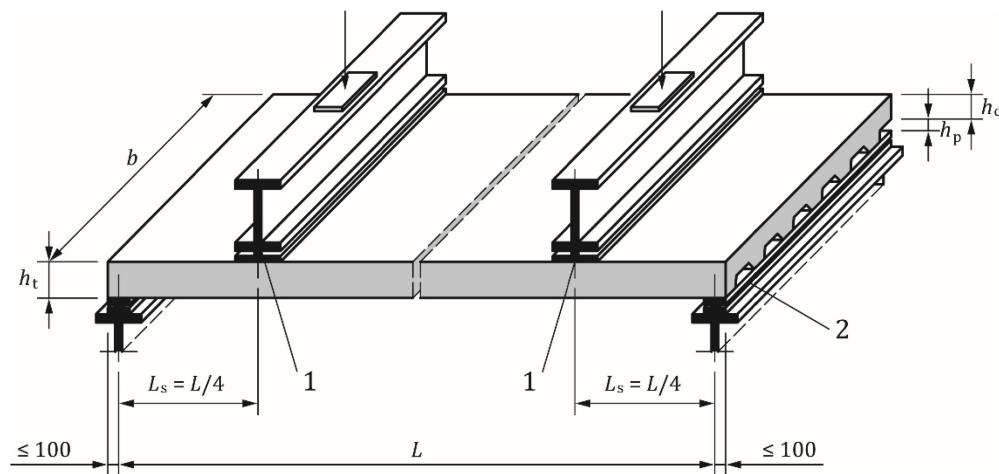
- für die Dicke des Stahlbleches t_p , wenn sie größer ist als im Versuch;
- für Beton mit einer festgelegten Festigkeit f_{ck} nicht kleiner als $0,8 f_{cm,t}$ wobei $f_{cm,t}$ der Mittelwert der Betonfestigkeit in den Versuchen ist;

- für Stahlbleche mit einer Nenn-Streckgrenze f_{yp} nicht größer als die Nenn-Streckgrenze des im Versuch verwendeten Baustoffs.

Darüber hinaus sollte der gemessene Mittelwert der Streckgrenze des in den Versuchen verwendeten Stahls (f_{ypt}) nicht größer sein als $1,25 f_{yp}$, wobei f_{yp} die Nenn-Streckgrenze des Baustoffs ist.

B.3.2 Versuchsanordnung

- (1) Die Versuche sollten an Einfeldplatten vorgenommen werden.
- (2) Der in Bild B.4 dargestellte oder ein gleichwertiger Versuchsaufbau sollte verwendet werden.
- (3) Zwei gleiche konzentrierte Linienlasten sollten symmetrisch bei $L/4$ und $3L/4$ der Spannweite in den Probekörper eingeleitet werden.



Legende

- 1 Neoprenlager oder gleichwertiges Lager $\leq 100 \text{ mm} \times b_c$
- 2 Auflagerplatte $\leq 100 \text{ mm} \times b_c \times 10 \text{ mm}$ (min) (typisch für alle Auflagerplatten)

Bild B.4 — Versuchsaufbau

- (4) Der Abstand zwischen der Auflagermittellinie und dem Plattenrand sollte 100 mm nicht überschreiten.
- (5) Die Breite der Auflagerplatten und der Linienlasten sollte 100 mm nicht überschreiten.
- (6) Für jede zu untersuchende Variable sollte eine Reihe von mindestens vier Versuchen an Probekörpern mit der gleichen Dicke h_{cs} ohne zusätzliche Bewehrung oder Endverankerung vorgenommen werden. In mindestens drei derartigen Versuchen sollte die Schublänge so lang wie möglich gewählt werden, während noch Längsschubversagen erreicht wird. Im verbleibenden Versuch sollte die Schublänge so kurz wie möglich gewählt werden, während noch Längsschubversagen erreicht wird, jedoch nicht kleiner als eine Länge von $3 h_{cs}$. Der eine Versuch mit der kurzen Schublänge sollte nur zur Klassifizierung des Verhaltens nach B.3.1(2) dienen.

B.3.3 Herstellung der Probekörper

(1) Die Oberfläche des Profilbleches sollte im Zustand „wie gewalzt“ sein ohne Versuch einer Verbesserung des Haftverbunds durch Entfetten der Oberfläche.

(2) Form und Sicken und Noppen des Profilbleches sollten genau die in der Praxis einzusetzenden Bleche repräsentieren. Die gemessenen Abstände und die Höhen von Sicken und Noppen sollten von den jeweiligen Nennwerten um nicht mehr als 5 % bzw. 10 % abweichen.

(3) In der Zugzone der Platten sollten Risserzeuge über die gesamte Breite der Versuchsplatte unter den Lasteinleitungspunkten angeordnet werden. Die Risserzeuge sollten sich mindestens bis zur Blechhöhe erstrecken. Risserzeuge werden zur besseren Bestimmung der Schublänge L_s und zur Ausschaltung der Betonzugfestigkeit angeordnet.

(4) Die äußeren Stege der Platte dürfen zur Simulation ihrer Tragwirkung in einer breiteren Platte eingespannt werden.

(5) Die Breite b_c von Versuchsplatten sollte nicht kleiner sein als die dreifache Gesamthöhe, als 600 mm sowie als die Betondeckungsbreite des Profilbleches.

(6) Probekörper sollten in vollständig aufgelagertem Zustand hergestellt werden. Dabei handelt es sich um die ungünstigste Situation für Schubverbundversagen.

(7) Betonstahlmatten dürfen in der Platte eingesetzt werden, beispielsweise als Bewehrung der Platte während des Transports, gegen Schwinden usw. Bei ihrem Einsatz müssen sie so angeordnet werden, dass sie bei positiver Momentenbeanspruchung in der Druckzone liegen.

(8) Der Beton für alle Probekörper einer Versuchsreihe zur Untersuchung einer Variablen sollte aus der gleichen Mischung bestehen und unter denselben Bedingungen gehärtet sein.

(9) Für jede Reihe von Platten, die innerhalb von 48 Stunden Versuchen unterzogen werden, sollten beim Betonieren der Versuchsplatten mindestens vier Betonprobekörper für die Bestimmung der Zylinder- oder Würzelfestigkeit hergestellt werden. Als Betonfestigkeit $f_{cm,t}$ jeder Reihe sollte der Mittelwert angesetzt werden, wenn die Werte jedes einzelnen Probekörpers um nicht mehr als 10 % vom Mittelwert abweichen. Beträgt die Abweichung der Druckfestigkeit vom Mittelwert mehr als 10 %, sollte die Betonfestigkeit als der größte beobachtete Einzelwert angesetzt werden.

(10) Die Zugfestigkeit und die Streckgrenze des Profilbleches sollten mittels Normversuchen an Probekörpern ermittelt werden, welche aus jedem zur Bildung der Versuchsplatte verwendeten Blech entnommen werden.

B.3.4 Aufbringen der Versuchsbelastung

(1) Das Aufbringen der Versuchsbelastung ist als repräsentativ für die über einen Zeitraum eingeleitete Belastung vorgesehen. Es erfolgt in zwei Schritten, bestehend aus einer Anfangsphase, in der die Platte Wechselbeanspruchung ausgesetzt wird, und einer anschließenden Phase, in der die Platte bis zum Versagen mit einer stetig ansteigenden Last beansprucht wird. Einer der längeren Probekörper jeder Reihe darf lediglich dem statischen Versuch ohne Wechselbeanspruchung unterzogen werden, um die Größenordnung der zyklischen Last für die verbleibenden Probekörper zu bestimmen, deren Anzahl mindestens 2 betragen sollte.

(2) Anfangsphase: die Platte sollte einer zyklisch aufgebrachten Last ausgesetzt werden, die zwischen einem unteren Wert nicht größer als $G + 0,2 (W_t - G)$ und einem oberen Wert nicht kleiner als $0,6 W_t$ variiert, wobei G die im vorangegangenen statischen Versuch nach (1) gemessene Versagenslast ist.

(3) Die Lasteinleitung sollte über 25 Lastwechsel erfolgen.

(4) Anschließende Phase: nach Abschluss der Anfangsphase sollte die Platte einem statischen Versuch unterzogen werden, bei dem die Lasteinleitung stetig so ansteigt, dass ein Versagen frühestens nach einer Stunde eintritt. Die Versagenslast W_t ist die größte Lasteinleitung auf die Platte bei Versagen zuzüglich des Eigengewichtes der Verbunddecke und der Lasteinleitungsträger.

(5) In der anschließenden Phase darf die Lasteinleitung entweder durch Kraft oder Durchbiegung geregelt erfolgen.

B.3.5 Bestimmung der Bemessungswerte für $\tau_{u,Rd}$

(1) Das in Bild B.5 dargestellte Teilverbunddiagramm sollte unter Verwendung der ermittelten Maße und Festigkeiten des Betons und des Stahlbleches bestimmt werden. Für die Betonfestigkeit darf der Mittelwert $f_{cm,t}$ einer Versuchsreihe nach B.3.3(9) verwendet werden.

In Bild B.5 ist:

$M_{pl,Rm}$ die plastische Momententragsfähigkeit der Verbunddecke mit vollständiger Verdübelung unter Verwendung von Messwerten;

$N_{c,fm}$ die Normalspannungskraft im Betongurt bei dem Moment $M_{pl,Rm}$;

$N_{c,m}$ die Normalspannungskraft im Betongurt bei teilweiser Verdübelung;

$f_{ypm,t}$ der Mittelwert der gemessenen Festigkeit der Profilbleche.

(2) Punkte auf der Tragfähigkeitskurve in Bild B.5 dürfen wie folgt bestimmt werden.

Ein Wert für den Verdübelungsgrad η wird angenommen. Die Höhe des Betonspannungsblocks bei $\eta = 1$ $z_{pl,m}$ wird wie folgt bestimmt:

$$z_{pl,m} = \frac{N_{c,fm}}{b_c f_{cm,t}} \quad (\text{B.4})$$

Dabei ist b_c die Betonplattenbreite im Probekörper.

Die Kragarmlänge z wird wie folgt bestimmt:

$$z = h_c - 0,5 z_{pl,m} - e_p + (e_p - e)\eta \quad (\text{B.5})$$

Dabei sind e und e_p in 10.7.2(9) festgelegt.

Das verringerte plastische Moment $M_{pr,m}$ wird wie folgt bestimmt:

$$M_{pr,m} = 1,25 M_{pa,m} (1 - \eta) \leq M_{pa,m} \quad (\text{B.6})$$

$M_{pa,m}$ ist die plastische Momententragsfähigkeit der effektiven Querschnittsfläche des Profilbleches auf der Grundlage von Messwerten. Die Biegetragfähigkeit M wird wie folgt bestimmt:

$$M = N_{c,fm}\eta z + M_{pr,m} \quad (\text{B.7})$$

Dabei ist $M_{pl,Rm}$ der Wert von M bei $\eta = 1$.

(3) Anhand der größten Lasteinleitung sollten das Biegemoment M am Querschnitt unter der Punktlast infolge der Lasteinleitung sowie das Eigengewicht der Platte und der Lasteinleitungsträger bestimmt werden. Der Pfad A → B → C in Bild B.5 ergibt dann einen Wert η_{test} für jeden Versuch und einen Wert τ_u , der wie folgt bestimmt wird:

$$\tau_u = \frac{\eta_{\text{test}} N_{c,fm}}{b_c (L_s + L_o)} \quad (\text{B.8})$$

Dabei ist

L_s die Schublänge nach Bild B.5;

L_o die Länge des Überstandes.

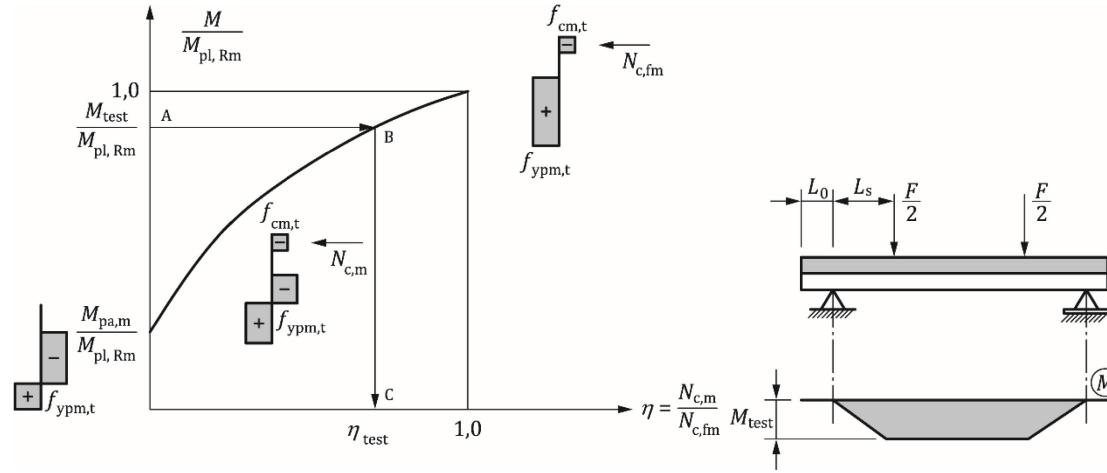


Bild B.5 — Bestimmung des Verdübelungsgrades mittels M_{test}

(4) Wenn bei der Bemessung die zusätzliche Längsschubtragfähigkeit aus der Auflagerkraft nach 10.7.3(2) berücksichtigt wird, sollte τ_u wie folgt bestimmt werden:

$$\tau_u = \frac{\eta_{\text{test}} N_{c,fm} - \mu_m V_t}{b_c (L_s + L_o)} \quad (\text{B.9})$$

Dabei ist

μ_m der Mittelwert der Reibungszahl, der als 0,75 angesetzt oder durch Versuche ermittelt werden darf;

V_t die Auflagerkraft bei Erreichen der maximalen Versuchslast.

(5) Der charakteristische Wert der Schubfestigkeit $\tau_{u,Rk}$ sollte anhand der Versuchswerte als das 5-%-Fraktile unter Verwendung eines geeigneten statistischen Modells nach EN 1990:2023, Anhang D, berechnet werden. Ist die Abweichung aller einzelnen Versuchsergebnisse vom Mittelwert, der in mindestens drei Versuchen innerhalb einer Reihe ermittelt wird, nicht größer als 10 %, darf der charakteristische Wert der Schubfestigkeit $\tau_{u,Rk}$ als der Mindestwert von τ_u , verringert um 10 %, angesetzt werden.

(6) Der Bemessungswert der Schubfestigkeit $\tau_{u,Rd}$ ist der charakteristische Wert der Festigkeit $\tau_{u,Rk}$, dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_{Vs} nach 4.4.1.2(6).

Anhang C
(informativ)**Schwinden des Betons bei Verbundtragwerken für den Hochbau**

(1) Sofern keine genaue Kontrolle des Profils während der Bauausführung erforderlich ist oder Schwinden nicht in außergewöhnlichem Umfang erwartet wird, darf der Nennwert der endgültigen gesamten freien Schwinddehnung wie folgt in den Berechnungen der Auswirkungen von Schwinden angesetzt werden:

- bei trockenen Umgebungsbedingungen (außerhalb oder innerhalb von Hochbauten, jedoch mit Ausnahme von ausbetonierten Bauteilen):

325×10^{-6} für Normalbeton;

500×10^{-6} für Leichtbeton;

- bei anderen Umgebungsbedingungen und bei ausbetonierten Bauteilen:

200×10^{-6} für Normalbeton;

300×10^{-6} für Leichtbeton.

**Anhang D
(normativ)****Verbundträger mit Stegöffnungen****D.1 Anwendungsbereich****D.1.1 Allgemeines**

(1) Dieser Anhang erweitert die Anwendung von EN 1994-1-1 und EN 1993-1-13 auf Verbundträger mit Stegöffnungen und legt die Mittel fest, mit denen die Verbundwirkung in die Bemessung des Trägers an Öffnungen einbezogen werden darf. Dieser Anhang gilt ausschließlich für Hochbauten. Erweiterte Bemessungs- und Berechnungsverfahren dürfen als Alternative zu den Regeln nach diesem Anhang angewendet werden.

(2) Die Regeln für Stahlträger mit Stegöffnungen sind in EN 1993-1-13 angegeben und sollten bei der Bemessung von Verbundträgern mit Stegöffnungen befolgt werden.

(3) Die Öffnungsformen nach FprEN 1993-1-13:2023, 1.2.2, werden behandelt. Im Fall von *Vierendeel*-Biegung dürfen diese Öffnungsformen durch ein äquivalentes Rechteck entsprechend FprEN 1993-1-13:2023, 8.4, wiedergeben werden.

(4) Dieser Anhang deckt Öffnungen im positiven Momentenbereich von Verbundträgern ab. Der negative Momentenbereich von Durchlaufträgern, Kragarmen und Stützen fällt nicht in den Anwendungsbereich.

(5) Dieser Anhang gilt für Verbundträger mit Schubverbindern der Duktilitätskategorie D2 oder D3 nach Tabelle 5.1.

(6) Dieser Anhang deckt Verbundträger mit Stegöffnungen ab, bei denen die Biegesteifigkeit der Betonplatte oberhalb der Öffnung vernachlässigt werden kann. Anhang E enthält ergänzende Regeln für Träger, bei denen die Biegesteifigkeit signifikant ist und zusätzliche Versagensarten berücksichtigt werden.

ANMERKUNG In E.1(3) ist ein Kriterium für Verbundträger angegeben, bei denen die Biegesteifigkeit der Betonplatte signifikant ist. Die Biegesteifigkeit der Betonplatte in Verbundträgern nach E.1(4) kann stets vernachlässigt werden.

D.1.2 Maßgrenzen von Öffnungen

(1) Geometrische Grenzwerte für die Öffnung und die Randabstände zwischen Stegöffnungen sind in FprEN 1993-1-13:2023, 8.1.2 und 8.1.3, festgelegt.

(2) Weitere Grenzwerte für Verbundträger sind in den maßgebenden Abschnitten angegeben.

(3) Bei in großen Abständen angeordneten Öffnungen, deren größtes Maß kleiner ist als 30 % der Stahlprofilhöhe oder 200 mm, wobei der kleinere Wert gilt, und deren Exzentrizität der Mittellinie nicht größer ist als 10 % der Profilhöhe, ist der Nachweis für globale Biegebeanspruchung nach D.4.1.2 und für Schubbeanspruchung nach D.4.1.3 ausreichend, um die anderen Nachweise nach D.4.1.1(1) zu erfüllen, sofern der bezogene Schlankheitsgrad des Steges nicht größer ist als 72ε . Bei kreisförmigen Öffnungen darf der größte Durchmesser auf 40 % der Profilhöhe erhöht werden.

(4) Kreisförmige oder sechseckige Öffnungen in Verbundträgern sollten als in geringen Abständen angeordnet betrachtet werden, wenn ihr Randabstand kleiner ist als h_o , wobei h_o die Öffnungshöhe ist.

(5) Rechteckige oder ovale Öffnungen in Verbundträgern sollten als in geringen Abständen angeordnet betrachtet werden, wenn ihr Randabstand kleiner ist als a_{eff} oder $2 h_0$ (der größere Wert gilt), wobei a_{eff} die wirksame Länge der Öffnung nach FprEN 1993-1-13:2023, 7.5(4), ist. Sind benachbarte Öffnungen nicht identisch, dürfen die Mittelwerte von a_{eff} und h_0 verwendet werden.

(6) Die Regeln für in geringen Abständen angeordnete Öffnungen nach D.3.4 sind nur anwendbar, wenn die Öffnungen nominell identisch sind.

(7) Bei Verbundträgern mit in geringen Abständen angeordneten Öffnungen sollten die ergänzenden Regeln nach D.4.2 angewendet werden.

(8) Zwei benachbarte Öffnungen, welche die Bedingungen nach (4) oder (5) nicht erfüllen, sind in großem Abstand angeordnet.

D.2 Bemessungsverfahren

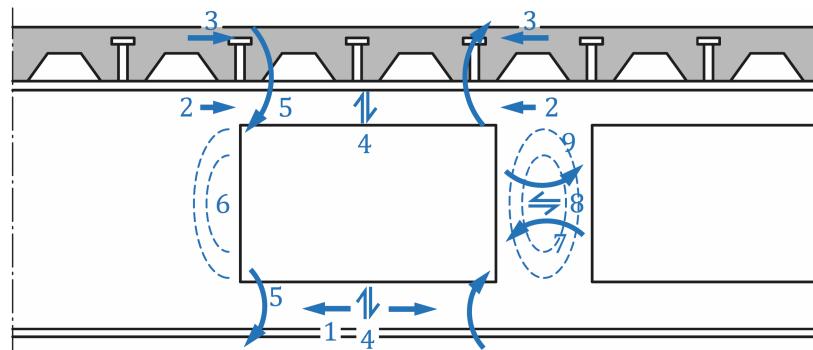
D.2.1 Allgemeines

(1) Bei *Vierendeel*-Biegung wird eine lokale Biegetragfähigkeit infolge der Verbundwirkung über der Öffnung entwickelt.

(2) Die Versagensarten eines Verbundträgers an und zwischen in geringen Abständen angeordneten Öffnungen sind in Bild D.1 dargestellt. Zusätzliche Versagensarten sollten bei Trägern berücksichtigt werden, die durch Anhang E abgedeckt sind.

(3) Für Verbundträger mit in geringen Abständen angeordneten Öffnungen sollte das auf den Stegpfosten in der Ebene einwirkende Moment nach D.3.4 berechnet werden.

(4) Alternative Verfahren auf der Grundlage von FprEN 1993-1-13:2023, 8.9 bis 8.11, dürfen ebenfalls angewendet werden.



Legende

- 1 Zugbeanspruchung des unteren T-Stücks
- 2 Druckbeanspruchung des oberen T-Stücks
- 3 Druckbeanspruchung des Betons
- 4 Schubbeanspruchung an der Öffnung
- 5 Vierendeel-Biegung
- 6 Stegknicken neben einer Öffnung
- 7 auf den Stegpfosten einwirkendes Moment
- 8 Schubbeanspruchung des Stegpfostens
- 9 Knicken des Stegpfostens

Bild D.1 — Versagensarten von Verbundträgern an Stegoöffnungen

D.2.2 Äquivalente Länge und Höhe von Öffnungen

(1) Bei Berechnungen der *Vierendeel*-Biegung von Verbundträgern sollte die Länge der äquivalenten Öffnung a_{eq} den Angaben nach FprEN 1993-1-13:2023, Tabelle 8.3, entsprechen.

(2) Für die Querschnittsklassifizierung und Durchbiegungsberechnungen von Verbundträgern sollte die wirksame Länge von Öffnungen a_{eff} den Angaben nach FprEN 1993-1-13:2023, 7.5(4), entsprechen.

(3) Die Klassifizierung des Stegüberstands bei *Vierendeel*-Biegung sollte FprEN 1993-1-13:2023, 7.5(3), (5) und (6), entsprechen.

D.2.3 Mittragende Breite der Betonplatte an einer Öffnung

(1) Für die globale Biegetragfähigkeit an einer Öffnung sollte die mittragende Breite der Betonplatte nach 7.4.1.2 angesetzt werden.

(2) Für die lokale Biegetragfähigkeit von T-Verbundprofilen und der Betonplatte sollte die mittragende Breite der Betonplatte an der Öffnung $b_{eff,b}$ wie folgt bestimmt werden:

$$b_{eff,b} = d_y + 0,83 a_0 \quad (\text{D.1})$$

Dabei ist

d_y die Lasteinleitungsbreite rechtwinklig zur Trägerachse, die wie folgt festgelegt ist:

d_y entspricht dem Abstand zwischen äußeren Längsreihen von Schubverbindern (siehe Bild D.2):

$$d_y = b_{0j};$$

$d_y = 7,5 \phi_t$ für eine einzelne Reihe von Schubverbindern;

ϕ_t der Durchmesser der Querbewehrungsstäbe unterhalb des oberen Schubverbinderandes am stark momentenbeanspruchten Öffnungsrand;

a_0 die Länge der Öffnung.

ANMERKUNG Bei quer zur Trägerachse angeordneten Stahlblechen liegen die Tragfähigkeit und Duktilität von mehr als zwei Schubverbinderreihen außerhalb des Anwendungsbereichs von EN 1994-1-1.

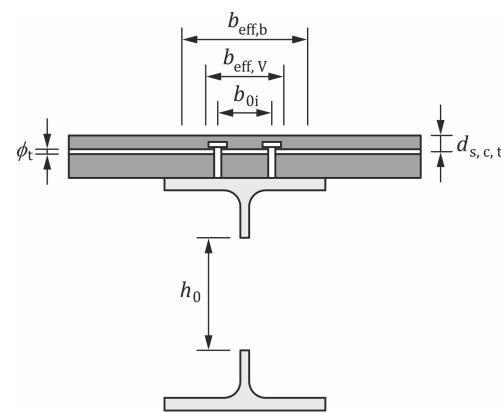


Bild D.2 — Mittragende Breiten

(3) Für die vertikale Schubtragfähigkeit der Betonplatte sollte die mittragende Breite $b_{\text{eff},V}$ wie folgt bestimmt werden:

$$b_{\text{eff},V} = 0,5 d_y + 7 d_{s,c,\text{ten}} \quad (\text{D.2})$$

Dabei ist $d_{s,c,\text{ten}}$ der Abstand zwischen der Querbewehrung in der Zugzone und dem oberen Plattenrand.

(4) Bei Verbunddecken sollten die Stahlbleche in (2) und (3) vernachlässigt werden.

D.3 Berechnung

D.3.1 Allgemeines

(1) Die Schnittkräfverteilung an Öffnungen ist für den Nachweis der Trägerbemessung erforderlich.

(2) Jede Verteilung darf verwendet werden, sofern sie die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt und durchgehend bei allen Bemessungsnachweisen eingesetzt wird. Die Schnittkräfverteilung nach D.3.2 bis D.3.4 darf verwendet werden.

D.3.2 Normalkräfte am Öffnungsmittelpunkt

(1) Die globale Biegebeanspruchung am Öffnungsmittelpunkt wird durch Normalkräfte in den Stahl-T-Stücken und der Betonplatte aufgenommen. Diese Kräfte werden anfänglich unter der Annahme berechnet, dass keine Kraft im Stahl-T-Stück oberhalb der Öffnung einwirkt. Sind diese paarweise einwirkenden Kräfte nicht ausreichend, um die Momentenbeanspruchung aufzunehmen, dann wird angenommen, dass eine Kraft im oberen T-Stück vorliegt. Entsprechend der Darstellung in Bild D.3 wird eine Druckkraft im oberen T-Stück als positiver Wert angenommen.

ANMERKUNG Die globale Momentenbeanspruchung wird allein durch die Normalkräfte aufgenommen, es wird keine Momentenbeanspruchung in den Stahl-T-Stücken am Öffnungsmittelpunkt angenommen.

(2) Der Bemessungswert der Zugkraft im unteren T-Stück $N_{bT,Ed}$ und der Bemessungswert der Druckkraft in der Platte $N_{oc,Ed}$ dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$N_{bT,Ed} = N_{oc,Ed} = \frac{M_{o,Ed}}{h_a + d_c - z_{bT}} \quad (\text{D.3})$$

sofern:

$$N_{oc,Ed} \leq N_{oc,Rd} \text{ und } N_{bT,Ed} \leq N_{bT,Rd} \quad (\text{D.4})$$

Dabei ist

$M_{o,Ed}$ der Bemessungswert der globalen Momentenbeanspruchung, der an der Mittellinie der Öffnung angesetzt wird;

$N_{oc,Rd}$ die Drucktragfähigkeit der Betonplatte nach D.4.1.2(6);

$N_{bT,Rd}$ die Zugtragfähigkeit des unteren T-Stücks nach D.4.1.2(3);

d_c der Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Druckzone einer Platte und der Oberseite des Stahlprofils, der gegeben ist durch:

$$d_c = h_p + h_c - 0,5 z_c$$

z_c die Höhe des druckbeanspruchten Betons mit $z_c \leq h_c$, siehe Gleichung (D.5).

Printed copies are uncontrolled

$$z_c = \frac{N_{oc,Ed}}{b_{eff} f_{cd}} \quad (D.5)$$

z_{bT} der Abstand zwischen dem Schwerpunkt des unteren T-Stücks und dem unteren Rand des Profils;

b_{eff} die mittragende Breite der Platte am Öffnungsmittelpunkt, siehe D.2.3(1).

ANMERKUNG Die Annahme $d_c = h_p + 0,5 h_c$ ist konservativ.

(3) Der Bemessungswert der Druckkraft im oberen T-Stück $N_{tT,Ed}$ sollte gleich 0 angesetzt werden, wenn Gleichung (D.4) erfüllt ist.

(4) Ist der Wert von $N_{oc,Ed}$ nach Gleichung (D.3) größer als die Tragfähigkeit nach D.4.1.2(6), sollten die Normalkräfte in den Bauteilen wie folgt ermittelt werden:

$$N_{oc,Ed} = N_{oc,Rd} \quad (D.6)$$

$$N_{bT,Ed} = \frac{M_{o,Ed} - N_{oc,Ed}(z_{tT} + d_c)}{h_a - z_{tT} - z_{bT}} \quad (D.7)$$

$$N_{tT,Ed} = N_{bT,Ed} - N_{c,Ed} \quad (D.8)$$

Dabei ist

z_{tT} der Abstand zwischen dem Schwerpunkt des oberen T-Stücks und dem oberen Rand des Stahlprofils.

(5) Ist der Wert von $N_{bT,Ed}$ nach Gleichung (D.3) größer als die Tragfähigkeit nach D.4.1.2(3), sollten die Normalkräfte in den Bauteilen wie folgt ermittelt werden:

$$N_{bT,Ed} = N_{bT,Rd} \quad (D.9)$$

$$N_{tT,Ed} = \frac{N_{bT,Ed}(h_a + d_c - z_{bT}) - M_{o,Ed}}{z_{tT} + d_c} \quad (D.10)$$

$$N_{oc,Ed} = N_{bT,Ed} - N_{tT,Ed} \quad (D.11)$$

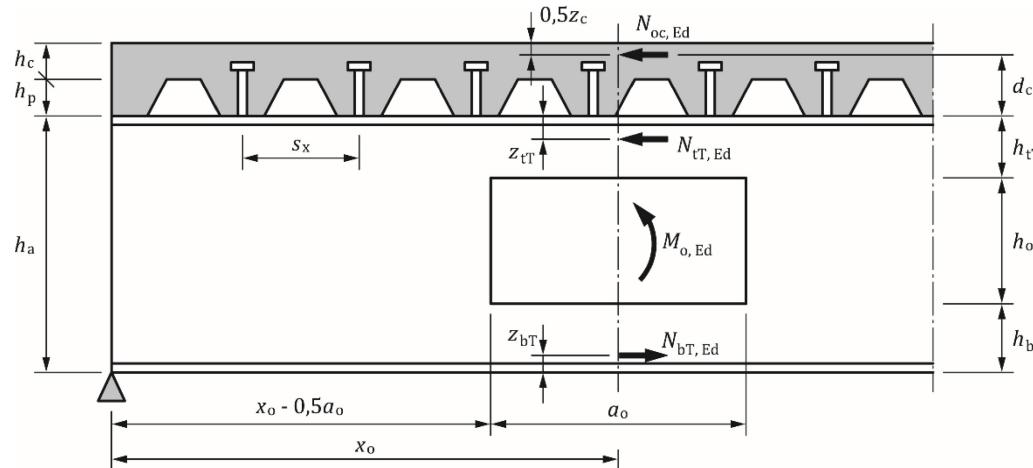


Bild D.3 — Normalkräfte an einer Öffnung unter reiner Biegebeanspruchung

D.3.3 Verteilung der Schubkräfte

(1) Die Schubbeanspruchung wird gewöhnlich über die Länge der Öffnung veränderlich sein. Der Bemessungswert der Schubbeanspruchung am Öffnungsmittelpunkt $V_{o,Ed}$ darf als der größte Wert über die Länge a_{eq} angesetzt werden.

(2) Der Bemessungswert der globalen Schubkraft $V_{o,Ed}$ am Öffnungsmittelpunkt sollte zwischen der Platte $V_{oc,Ed}$ und dem Stahlprofil $V_{oa,Ed}$ verteilt werden (Bild D.4), wobei gilt:

$$V_{o,Ed} = V_{oc,Ed} + V_{oa,Ed} \quad (\text{D.12})$$

(3) Es darf angenommen werden, dass die Betonplatte so viel Schubbeanspruchung wie möglich aufnimmt. In diesem Fall:

$$V_{oc,Ed} = \min(V_{o,Ed}, V_{oc,Rd})$$

$$V_{oa,Ed} = V_{o,Ed} - V_{oc,Ed}$$

ANMERKUNG 1 Dadurch werden die Schubbeanspruchung im Stahlprofil und jegliche Auswirkung auf die *Vierendeel*-Momententrägfähigkeit minimiert.

ANMERKUNG 2 Zur Vereinfachung von Berechnungen kann die Schubkraft in der Platte vernachlässigt werden.

(4) Die Schubkräfte in den oberen und unteren T-Stücken dürfen unter der Annahme ermittelt werden, dass die Schubkraft im Profil in den T-Stücken entsprechend ihrer plastischen Schubtragfähigkeit verteilt wird:

$$V_{tT,Ed} = V_{oa,Ed} \frac{A_{v,tT}}{A_{v,tT} + A_{v,bT}} \quad (\text{D.13})$$

$$V_{bT,Ed} = V_{oa,Ed} - V_{tT,Ed} \quad (\text{D.14})$$

Dabei sind $A_{v,tT}$ und $A_{v,bT}$ die Schubflächen der oberen bzw. unteren T-Stücke nach EN 1993-1-1:2022, 8.2.6(3).

(5) Alternativ zu (4) dürfen die Schubkräfte $V_{bT,Ed}$ und $V_{tT,Ed}$ zwischen den T-Stücken verteilt werden, um den nach D.3.4(2) ermittelten Wert von $M_{wp,Ed}$ zu minimieren.

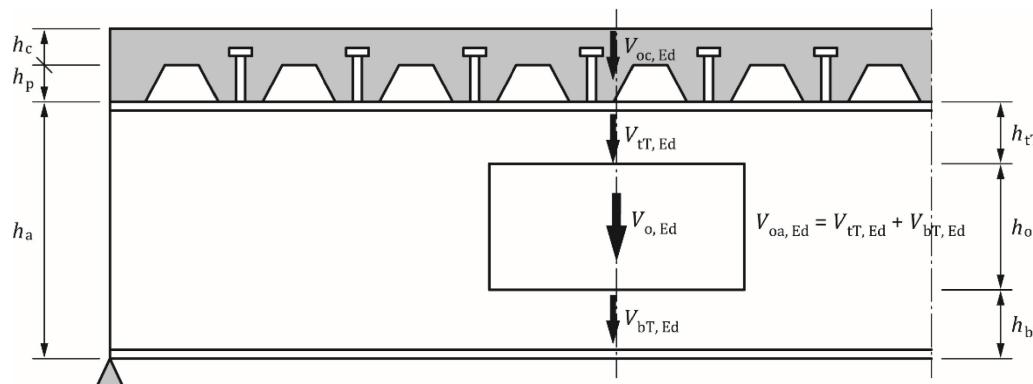


Bild D.4 — Schubkräfte an einer Öffnung

D.3.4 Schnittkräfte in Stegposten zwischen in geringen Abständen angeordneten Öffnungen

(1) Die auf die Stegposten zwischen in geringen Abständen angeordneten Öffnungen in einem Verbundträger einwirkenden Kräfte sind in Bild D.5 dargestellt. Die auf den Stegposten eines Verbundträgers einwirkende horizontale Schubkraft $V_{wp,Ed}$ ist durch die Differenz der Normalkräfte in den unteren T-Stücken gegeben. $V_{wp,Ed}$ darf als der größere der beiden folgenden Werte ermittelt werden:

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{av,Ed} s_0}{h_a - z_{bT} + d_c} \quad (\text{D.15})$$

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{av,Ed} s_0 - \Delta N_{oc,Ed} (z_{tT} + d_c)}{h_a - z_{bT} - z_{tT}} \quad (\text{D.16})$$

Dabei ist

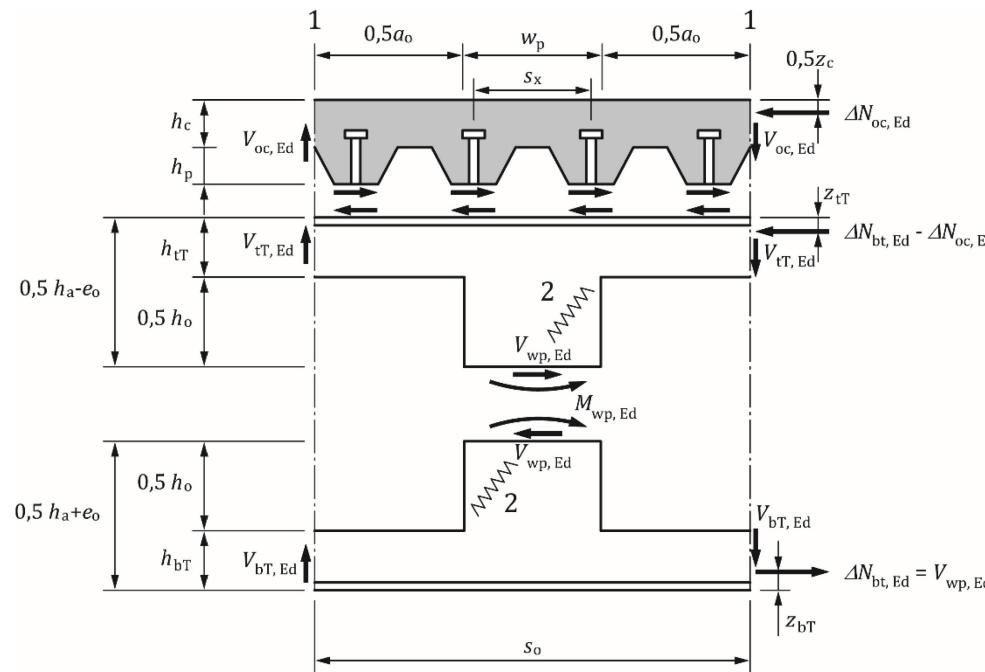
$\Delta N_{oc,Ed}$ die in den Schubverbünden zwischen den Mittellinien benachbarter Öffnungen erzeugte Druckkraft, die wie folgt ermittelt werden darf:

$$\Delta N_{oc,Ed} = P_{Rd} s_0 \left(\frac{n_r}{s_x} \right)$$

n_r/s_x die Anzahl von Schubverbünden je Längeneinheit des Trägers über der Öffnung;

s_0 der Abstand zwischen den Mittellinien der benachbarten Öffnungen;

$V_{av,Ed}$ der Mittelwert der Schubkräfte am Mittelpunkt der benachbarten Öffnungen.



Legende

- 1 Mittellinien von Öffnungen
- 2 Druckbeanspruchung im Stegposten

Bild D.5 — Schnittkräfte in den Stegposten zwischen rechteckigen Öffnungen

(2) Die Momentenbeanspruchung in der Ebene $M_{wp,Ed}$ an der Mittellinie des Stegpfostens darf wie folgt ermittelt werden:

$$M_{wp,Ed} = (V_{av,Ed} - 2 V_{bT,Ed}) \frac{s_o}{2} + V_{wp,Ed} \left(e_o + \frac{z_{tT} - z_{bT}}{2} \right) - \frac{\Delta N_{oc,Ed}}{2} (z_{tT} + d_c) \quad (\text{D.17})$$

Dabei ist

- e_o die Exzentrizität der Öffnungen bezogen auf den Mittelpunkt des Stahlprofils;
- $V_{bT,Ed}$ die Schubkraft im unteren T-Stück, die als der Mittelwert der Schubbeanspruchung in den benachbarten Öffnungen angesetzt wird.

ANMERKUNG Siehe D.1.2 (4), (5) und (6) für den Anwendungsbereich von Gleichung (D.15) bis Gleichung (D.17).

D.3.5 Klassifizierung für globale Biegebeanspruchung

(1) Für die globale Biegetragfähigkeit sollte die Querschnittsklassifizierung an jeder Stegöffnung erfolgen. An der Öffnung sollten der Gurt und der einseitig gestützte Steg, der als „einseitig gestützter Gurt“ behandelt wird, nach 7.5.2 klassifiziert werden.

(2) Die in FprEN 1993-1-13:2023, 7.4(2) bis (4), festgelegten Regeln dürfen angewendet werden.

D.3.6 Klassifizierung für *Vierendeel*-Biegung

(1) Es gilt FprEN 1993-1-13:2023, 7.5.

D.4 Grenzzustände der Tragfähigkeit

D.4.1 Bemessungsregeln

D.4.1.1 Allgemeines

(1) Die Gesamtbemessung von Verbundträgern mit Stegöffnungen sollte nach Abschnitt 8 nachgewiesen werden. Im Einflussbereich der Öffnungen sollten für Verbundträger mit großen Stegöffnungen zusätzliche Nachweise für Folgendes in Betracht gezogen werden:

- a) globale Biegetragfähigkeit (siehe D.4.1.2);
- b) globale Schubtragfähigkeit (siehe D.4.1.3);
- c) Tragfähigkeit bei *Vierendeel*-Biegung, einschließlich der *Vierendeel*-Biegetragfähigkeit von Verbundbauteilen (siehe D.4.1.4);
- d) Tragfähigkeit bei Stegknicken bei in großen Abständen angeordneten Öffnungen (siehe D.4.1.5);
- e) Tragfähigkeit bei Stegpostenknicken, Schub- und Biegebeanspruchung bei in geringen Abständen angeordneten Öffnungen (siehe D.4.2).

(2) Die für Stahlprofile mit Stegöffnungen maßgebenden Regeln nach EN 1993-1-13 sollten unter Berücksichtigung der Schnittkräfverteilung in Verbundträgern nach D.3 angewendet werden.

(3) Die Abstände von Schubverbindern im Öffnungsbereich sollten nicht größer als $0,5 a_0$ bei rechteckigen oder länglichen Öffnungen bzw. $0,7 h_0$ bei kreisförmigen und sechseckigen Öffnungen sein, um effektive Verbundwirkung bei *Vierendeel*-Biegung sicherzustellen. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, sollte die *Vierendeel*-Biegetragfähigkeit infolge Verbundwirkung vernachlässigt werden.

ANMERKUNG Die Regeln für die Mindestabstände von Schubverbindern sind in 8.6.10.7(4) angegeben.

(4) Ergänzende Regeln sind in Anhang E für den Fall angegeben, dass die Biegetragfähigkeit der Betonplatte zur *Vierendeel*-Biegetragfähigkeit aufgrund der Verbundwirkung beiträgt.

(5) Der Verdübelungsgrad bei Trägern mit in großen Abständen angeordneten kreisförmigen Öffnungen oder anderen Öffnungsformen sollte für den Verbundträger mit Vollprofilsteg berechnet werden und den Anforderungen nach 8.6.3.3 entsprechen. Für die Verwendung von Gleichung (8.13) sollte der Ausnutzungsgrad ρ_m eines Verbundträgers mit Stegöffnungen wie folgt ermittelt werden:

$$\rho_m = \max \left\{ \frac{M_{Ed}}{0,95 M_{Rd}(\eta)}, \frac{N_{bT,Ed}}{N_{bT,Rd}}, \frac{N_{tT,Ed}}{N_{tT,Rd}}, \frac{N_{oc,Ed}}{b_{eff} h_c f_{cd}} \right\} \text{ und } 0,8 \leq \rho_m \leq 1 \quad (\text{D.18})$$

Dabei ist/sind

M_{Ed}/M_{Rd} für Brutto-Querschnitte wie in 8.6.3.3(3) angegeben.

$N_{bT,Ed}/N_{bT,Rd}, N_{tT,Ed}/N_{tT,Rd}, N_{oc,Ed}$ wie in D.4.1.2(3), (4) bzw. (6) für Querschnitte an Öffnungsmittelpunkten angegeben.

D.4.1.2 Globale Biegetragfähigkeit

(1) Der Nachweis der globalen Biegetragfähigkeit in den Absätzen (3) bis (8) beruht auf dem Nachweis der Normalkräfte in den Bauelementen des Querschnitts.

(2) Bei kleinen Öffnungen entsprechend D.1.2(3) darf die globale Biegetragfähigkeit nach 8.2.1 unter Ausschluss der Öffnungsfläche nachgewiesen werden.

(3) Die Zugtragfähigkeit des unteren T-Stücks ist angemessen, sofern gilt:

$$\frac{N_{bT,Ed}}{N_{bT,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{D.19})$$

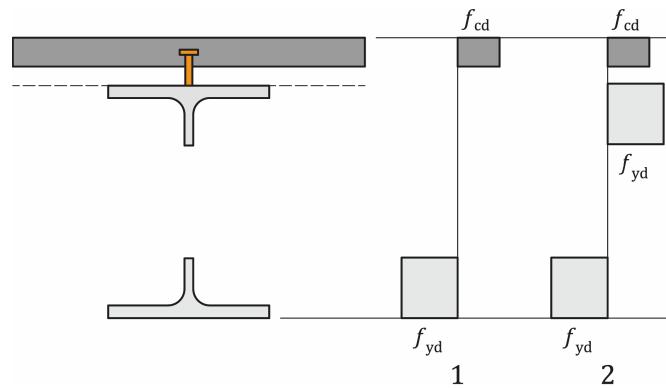
Dabei ist

$N_{bT,Ed}$ der Bemessungswert der Zugkraft im unteren T-Stück bei Bestimmung nach D.3.2;

$N_{bT,Rd}$ der Bemessungswert der Zugtragfähigkeit, der gegeben ist durch:

$$N_{bT,Rd} = A_{a,bT} f_{yd} \quad (\text{D.20})$$

$A_{a,bT}$ die Brutto-Querschnittsfläche des unteren T-Stücks.

**Legende**

- 1 $N_{c,Ed} < N_{c,Rd}$ und $N_{tT,Ed} = 0$
- 2 $N_{c,Ed} = N_{c,Rd}$ und $N_{tT,Ed} > 0$

Bild D.6 — Plastische Spannungsverteilung an einer Öffnung unter reiner globaler Biegebeanspruchung

(4) Die Normalkrafttragfähigkeit des oberen T-Stücks ist angemessen, sofern gilt:

$$\left| \frac{N_{tT,Ed}}{N_{tT,Rd}} \right| \leq 1,0 \quad (\text{D.21})$$

Dabei ist

$N_{tT,Ed}$ der Bemessungswert der Normalkraft im unteren T-Stück bei Bestimmung nach D.3.2;

$N_{tT,Rd}$ der Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit, der gegeben ist durch:

$$N_{tT,Rd} = A_{a,tT} f_{yd} \quad (\text{D.22})$$

$A_{a,tT}$ die Bruttofläche von Querschnitten der Klasse 1 bis Klasse 3 oder die effektive Fläche von Querschnitten der Klasse 4, wobei die Querschnittsklasse des T-Stücks nach D.3.5 festgelegt wird.

(5) Bei Vorliegen einer großen Schubkraft im Stahlprofil sollte die Interaktion von Momenten und Schubbeanspruchung bei der Berechnung von $N_{bT,Rd}$ und $N_{tT,Rd}$ nach D.4.1.3(5) berücksichtigt werden.

(6) Die Drucktragfähigkeit der Platte ist angemessen, sofern gilt:

$$\frac{N_{oc,Ed}}{N_{oc,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{D.23})$$

Dabei ist

$N_{oc,Ed}$ der Bemessungswert der Druckkraft in der Platte bei Bestimmung nach D.3.2;

$N_{oc,Rd}$ der Bemessungswert der Drucktragfähigkeit, der gegeben ist durch:

$$N_{oc,Rd} = b_{\text{eff}} h_c f_{cd} \leq N_{sl,Rd} \quad (\text{D.24})$$

$N_{sl,Rd}$ die kumulierte Schubtragfähigkeit der Dübel zwischen dem nächstgelegenen Auflager und der Mittellinie der Öffnung;

b_{eff} die mittragende Breite der Platte bei Bestimmung an der Mittellinie der Öffnung.

- Entwurf -**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

(7) Die Drucktragfähigkeit der Platte am stark momentenbeanspruchten Öffnungsrand sollte wie folgt nachgewiesen werden:

$$N_{oc,Ed} + \frac{n_r P_{Rd} a_0}{2 s_x} \leq b_{hm,eff} h_c f_{cd} \quad (\text{D.25})$$

Dabei ist

$b_{hm,eff}$ die mittragende Breite der Platte bei Bestimmung am stark momentenbeanspruchten Öffnungsrand;

n_r die Anzahl der Schubverbinderreihen;

s_x der Längsabstand der Reihen oberhalb der Öffnung.

(8) Nachweise der Tragfähigkeit des oberen T-Verbundprofils in der Stegebene dürfen entfallen, sofern die Öffnungslänge Folgendem entspricht:

$a_{eff} \leq 12 h_{tT}$ bei unausgesteiften Öffnungen;

$a_{eff} \leq 16 h_{tT}$ bei längs ausgesteiften Öffnungen.

Dabei ist

a_{eff} die wirksame Öffnungslänge nach D.2.2(2);

h_{tT} die Höhe des oberen T-Stücks.

D.4.1.3 Schubtragfähigkeit von Verbundträgern an Stegöffnungen

(1) Die Schubtragfähigkeit des oberen T-Stücks, des unteren T-Stücks und der Betonplatte sollte unter Verwendung der angenommenen Schnittkräfteverteilung nach D.3 nachgewiesen werden.

(2) Die Tragfähigkeit unter Schubkräften in den T-Stücken sollte wie folgt nachgewiesen werden:

$$V_{tT,Ed} \leq V_{tT,Rd} \text{ und } V_{bT,Ed} \leq V_{bT,Rd} \quad (\text{D.26})$$

Dabei sind

$V_{tT,Ed}$ und $V_{bT,Ed}$ in Übereinstimmung mit D.3.3;

$V_{tT,Rd}$ und $V_{bT,Rd}$ die plastischen Schubtragfähigkeiten der oberen bzw. der unteren T-Stücke, die gegeben sind durch:

$$V_{bT,Rd} = \frac{A_{v,bT} f_{yd}}{\sqrt{3}} \text{ und } V_{tT,Rd} = \frac{A_{v,tT} f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{D.27})$$

(3) Die Tragfähigkeit nachgiebiger Platten unter Schubkräften sollte wie folgt nachgewiesen werden:

$$\frac{V_{oc,Ed}}{V_{oc,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{D.28})$$

Dabei ist

$V_{oc,Rd}$ die Schubtragfähigkeit der Betonplatte an einer Öffnung, die gegeben ist durch:

$$V_{oc,Rd} = \frac{n_r P_{Rd}}{s_x} \left(d_c - \frac{1}{2} \frac{N_{oc,Ed}}{b_{eff} f_{cd}} \right) \leq V_{c,Rd} \quad (D.29)$$

$V_{c,Rd}$ die Schubtragfähigkeit der Betonplatte nach (4);

d_c in D.3.2(2) angegeben.

ANMERKUNG Nachgiebige Platten sind jene, deren Biegesteifigkeit vernachlässigt werden kann, siehe D.1.1(6).

(4) Die Schubtragfähigkeit der Betonplatte darf nach EN 1992-1-1:2023, 8.2, unter Verwendung der Profilbreite $b_{eff,V}$ nach Gleichung (D.2) ermittelt werden. Alternativ darf ein Fachwerkmodell nach EN 1992-1-1:2023, 8.5, verwendet werden. Der Mindestwert von $V_{c,Rd}$ an jedem Öffnungsrand darf verwendet werden.

(5) Für jeden T-Stückquerschnitt mit $V_{iT,Ed} > \eta_V V_{iT,Rd}$ sollte die Auswirkung großer vertikaler Schubkraft auf die Momenten- und Normalkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden, indem die Streckgrenze der Schubfläche des T-Stücks nach EN 1993-1-1:2022, 2.10(3), verringert wird.

ANMERKUNG Der Wert für η_V beträgt 0,5, sofern in den Nationalen Anhängen kein abweichender Wert angegeben ist.

D.4.1.4 Schubtragfähigkeit bei *Vierendeel*-Biegung

(1) Die Schubtragfähigkeit infolge *Vierendeel*-Biegung an Öffnungen mit lokal nachgiebigen Platten [siehe ANMERKUNG in D.4.1.3(3)] sollte Folgendem entsprechen:

$$\frac{V_{o,Ed}}{V_{Vier,Rd}} \leq 1,0 \quad (D.30)$$

(2) Die Schubtragfähigkeit infolge *Vierendeel*-Biegung ist gegeben durch:

$$V_{Vier,Rd} = \frac{2 (M_{NV,bT,Rd} + M_{NV,tT,Rd}) + k_a M_{vc,Rd}}{a_{eq}} \quad (D.31)$$

Dabei ist/sind

$M_{NV,bT,Rd}$ und $M_{NV,tT,Rd}$ die Biegetragfähigkeiten der unteren bzw. oberen T-Stücke abzüglich der Auswirkungen von Schubbeanspruchung nach FprEN 1993-1-13:2023, 8.2(2) oder (3), sowie von Zug- oder Druckbeanspruchung nach FprEN 1993-1-13:2023, 8.4(6);

a_{eq} die äquivalente Öffnungslänge bei *Vierendeel*-Biegung nach D.2.2(1);

k_a ein Abminderungsfaktor der *Vierendeel*-Biegetragfähigkeit infolge lokaler Verbundwirkung zur Berücksichtigung von Auswirkungen aus Verformung über die Öffnung sowie Zugkräften in den Schubverbindern und in (5) und (6) angegeben.

(3) Ist die Bedingung nach D.4.1.1(3) erfüllt, ist der Beitrag der Verbundwirkung des oberen T-Stücks mit der Betonplatte zur *Vierendeel* Biegetragfähigkeit gegeben durch:

$$M_{vc,Rd} = \left(V_{oc,Rd} + \frac{n_r P_{Rd}}{s_x} z_{tT} \right) a_{eq} \quad (D.32)$$

(4) Bei kurzen unausgesteiften Öffnungen mit $a_{eff} \leq 5 h_{tT}$ oder kurzen ausgesteiften Öffnungen mit $a_{eff} \leq 7 h_{tT}$ darf der Beiwert k_a nach (2) gleich 1,0 angesetzt werden.

Dabei ist a_{eff} die wirksame Öffnungslänge nach D.2.2(2).

(5) Bei unausgesteiften Öffnungen ist der Abminderungsfaktor k_a gegeben durch:

$$k_a = \left(1 - \frac{a_{eff}}{25 h_{tT}} \right) \quad (D.33)$$

(6) Bei Trägern mit längs ausgesteiften Öffnungen, bei denen die Gesamt-Querschnittsfläche der Steifen den Grenzwerten nach FprEN 1993-1-13:2023, 8.1.3(1), entspricht, ist k_a gegeben durch:

$$k_a = \left(1 - \frac{a_{eff}}{35 h_{tT}} \right) \quad (D.34)$$

D.4.1.5 Stegknicken neben in großen Abständen angeordneten Öffnungen

(1) Stegknicken neben in großen Abständen angeordneten Öffnungen sollte nach FprEN 1993-1-13:2023, 8.5.2, nachgewiesen werden, wobei die Druckkraft im Steg $N_{w,Ed}$ als der größere Wert von $V_{tT,Ed} + V_{oc,Ed}$ und $V_{bT,Ed}$ angesetzt wird.

(2) Nachweise bezüglich Stegknicken neben Stegöffnungen ist bei Verbundträgern nicht erforderlich, sofern Folgendes gilt:

$h_0 \leq 30 t_w \varepsilon$ für kreisförmige, sechseckige und längliche Öffnungen;

$h_0 \leq 18 t_w \varepsilon$ für rechteckige Öffnungen.

D.4.2 Regeln für in geringen Abständen angeordnete Öffnungen

D.4.2.1 Allgemeines

(1) Diese Regeln ergänzen die allgemeinen Regeln nach D.4.1 und gelten für Verbundträger mit in geringen Abständen angeordneten Öffnungen nach D.1.2(4) und (5).

D.4.2.2 Mindest-Verdübelungsgrad

(1) Bei Verbundträgern mit in regelmäßigen geringen Abständen angeordneten kreisförmigen Stegöffnungen darf Gleichung (8.13) nach 8.6.3.3(2) ersetzt werden durch:

$$\eta \geq \eta_0 \left(1 - \frac{0,7 h_0}{h_a} \frac{A_{a,tT}}{A_{a,bT}} \right) \rho_m^2 \geq \eta_{min} \quad (D.35)$$

Dabei ist/sind

η, η_0, η_{min} in 8.6.3.3(3) angegeben;

ρ_m in D.4.1.1(5) angegeben;

$A_{atT}/A_{a,bT}$ das Verhältnis der Querschnittsflächen der unteren und der oberen T-Stücke.

D.4.2.3 Schub- und Biegetragfähigkeit zwischen Öffnungen

(1) Die Biegetragfähigkeit von Stegpfosten sollte für kreisförmige, sechseckige oder längliche Öffnungen nach FprEN 1993-1-13:2023, 8.6.2(2), und für rechteckige Öffnungen nach FprEN 1993-1-13:2023, 8.6.2(3), nachgewiesen werden.

(2) Die Schubkrafttragfähigkeit sollte nach FprEN 1993-1-13:2023, 8.6.4, nachgewiesen werden.

(3) Bei aus zwei Walzstahlprofilen bestehenden Trägern sollte die Schub- und Biegetragfähigkeit der Stegpfosten unter Verwendung der Mindest-Stegdicke ermittelt werden.

(4) Die in (1) und (2) verwendeten Bemessungswerte der Schubkraft $V_{wp,Ed}$ und des Moments $M_{wp,Ed}$ sollten nach D.3 ermittelt werden.

D.4.2.4 Knicken des Stegpfostens

(1) Die Knicktragfähigkeit des Stegpfostens sollte nach FprEN 1993-1-13:2023, 8.6.3, unter Verwendung der Schubkraft $V_{wp,Ed}$ und des Moments $M_{wp,Ed}$ nach D.3.4 nachgewiesen werden.

D.5 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

(1) Stegoöffnungen verursachen zusätzliche Durchbiegung infolge Biege- und Schubbeanspruchung, die anhand eines geeigneten Verfahrens auf der Grundlage elastischer Grundsätze, einschließlich Verbundwirkung an einer Öffnung, berechnet werden sollten. Bei der Berechnung der zusätzlichen Durchbiegungen sollten die Verringerung des Flächenträgheitsmoments infolge der Öffnung, die Vierendeel-Biegung der T-Stücke ober- und unterhalb der Öffnung sowie die Nachgiebigkeit der Stegpfosten und Endpfosten berücksichtigt werden.

(2) Bei konstant beanspruchten Einfeldverbundträgern darf die zusätzliche Durchbiegung infolge kombinierter Biegebeanspruchung und Vierendeel-Biegung in Feldmitte aufgrund einer einzelnen Öffnung im Abstand x_o zum nächstgelegenen Auflager angesetzt werden als:

$$\frac{w_{\text{add}}}{w_b} = r_{w1} + r_{w2} \quad \text{für } x_o \leq 0,5 L \quad (\text{D.39})$$

$$r_{w1} = 19,2 \left(1 - \frac{x_o}{L}\right) \left(\frac{x_o}{L}\right)^2 \frac{a_{\text{eff}}}{L} \left(\frac{I_{1,\text{gross}} - I_{1,\text{net}}}{I_{1,\text{net}}}\right)$$

$$r_{w2} = 1,6 \left(\frac{I_{1,\text{gross}}}{I_{bT} + I_{tT1}}\right) \left(1 - \frac{2x_o}{L}\right) \left(\frac{a_{\text{eff}}}{h_a}\right)^3 \left(\frac{h_a}{L}\right)^3$$

Dabei ist

w_{add} die zusätzliche Durchbiegung des Trägers in Feldmitte aufgrund der Öffnung;

w_b die reine Durchbiegung infolge Biegebeanspruchung des Verbundträgers bei Berechnung unter Verwendung von $I_{1,\text{gross}}$;

$I_{1,\text{gross}}$ das Flächenträgheitsmoment des äquivalenten Verbundprofils mit Vollprofilsteg;

$I_{1,\text{net}}$ das Flächenträgheitsmoment des äquivalenten Verbundprofils am Öffnungsmittelpunkt;

I_{bT} das Flächenträgheitsmoment des unteren T-Stücks;

**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

I_{tT1} das Flächenträgheitsmoment des äquivalenten oberen T-Verbundprofils mit einer mittragenden Plattenbreite $b_{eff,b}$ nach D.2.3(2);

a_{eff} die wirksame Öffnungslänge nach D.2.2(2);

L die Spannweite.

Die Gleichungen für r_{w1} und r_{w2} schließen nicht die Auswirkung der Nachgiebigkeit des Stegpfostens zwischen Öffnungen ein. Sie dürfen zur Berechnung des Gesamtwertes der zusätzlichen Durchbiegung aufgrund mehrerer Öffnungen verwendet werden, sofern diese in großen Abständen angeordnet sind.

ANMERKUNG In großen Abständen angeordnete Öffnungen sind in D.1.2(8) definiert.

(3) Bei Verbundträgern mit mehreren kreisförmigen oder sechseckigen Öffnungen, die in regelmäßigen Abständen angeordnet und gleichmäßig verteilter Belastung ausgesetzt sind, darf die zusätzliche Durchbiegung in Feldmitte bezogen auf die Durchbiegung infolge reiner Biegebeanspruchung des Verbundträgers mit Vollprofilsteg unter Verwendung der folgenden Gleichungen abgeschätzt werden, sofern das Verhältnis zwischen der Spannweite und der Gesamthöhe im Bereich von 15 bis 25 und das Verhältnis zwischen den Höhen der Platte und des Stahlträgers im Bereich von 0,15 bis 0,3 liegt:

$$\frac{w_{add}}{w_b} = 3 n_{bo} \left(\frac{h_o}{h_a} \right)^3 \left(\frac{h_a}{L} \right)^{1,5} \quad \text{für } w_p \geq 0,5 h_o \quad (\text{D.40})$$

$$\frac{w_{add}}{w_b} = 1,5 n_{bo} \left(\frac{h_o}{h_a} \right)^3 \left(\frac{h_o}{w_p} \right) \left(\frac{h_a}{L} \right)^{1,5} \quad \text{für } w_p < 0,5 h_o \quad (\text{D.41})$$

Dabei ist n_{bo} die Anzahl der Öffnungen entlang des Trägers.

(4) Bei Öffnungen mit einem Wert a_{eff} größer als $2 h_o$ darf die bezogene Durchbiegung infolge *Vierendeel*-Biegung über die Öffnung wie folgt bestimmt werden:

$$w_{v,add} = \frac{V_{o,ser,Ed} a_{eff}^3}{12 E (I_{T,1} + I_{bT})} \quad (\text{D.42})$$

Dabei ist

$V_{o,ser,Ed}$ die Schubkraft an der Mittellinie der Öffnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit;

I_{tT1} das Flächenträgheitsmoment des äquivalenten oberen T-Verbundprofils mit einer mittragenden Plattenbreite $b_{eff,b}$ nach D.2.3(2);

I_{bT} das Flächenträgheitsmoment des unteren T-Stücks.

(5) Wenn a_{eff} größer ist als $2h_o$, sollte $w_{v,add}$ nicht größer sein als $a_{eff}/150$. Bei Platten, bei denen Rissbreitenbegrenzung erforderlich ist, sollte $w_{v,add}$ nicht größer sein als $a_{eff}/200$.

Anhang E (informativ)

Verbundträger mit Stegöffnungen und ausgesteiften Platten

E.1 Anwendungsbereich

(1) Dieser Anhang ergänzt Anhang D in Bezug auf in großen Abständen angeordnete Stegöffnungen mit ausgesteiften Platten. Die Regeln ermöglichen zusätzliche *Vierendeel*-Biegetragfähigkeit und bieten Nachweise für Sprödbruchversagen infolge Schubbeanspruchung der Platte und Zugbeanspruchung der Schubverbinder.

(2) Alle Bemessungsregeln nach Anhang D sollten auf Stegöffnungen mit ausgesteiften Platten angewendet werden, ausgenommen wie in E.3 angegeben.

(3) An einer Öffnung sollte die Platte als lokal ausgesteift angesehen werden, wenn beide der folgenden Bedingungen zutreffen:

- $h_c \geq h_{ts,lim} = h_{tT}$
- der Längsbewehrungsgrad ist größer als $\rho_{st,lim} = 0,3\%$ ausgehend von der Querschnittsfläche der Platte über die mittragende Breite $b_{eff,b}$ nach D.2.3(2).

(4) Bei Verbundträgern mit in regelmäßigen geringen Abständen angeordneten kreisförmigen Öffnungen dürfen Platten stets als lokal nachgiebig angesehen werden.

(5) Nicht durch (4) abgedeckte Verbundträger mit benachbarten Öffnungen, bei denen gilt $s_0 < 2 a_{eq}$, und einer lokal ausgesteiften Platte nach (3) fallen nicht in den Anwendungsbereich dieses Anhangs.

E.2 Berechnung

(1) Die Biegesteifigkeit der Platte über der Öffnung führt zu signifikanten Momenten in der Platte (Bild E.1). Am gering momentenbeanspruchten Öffnungsrand führt das Moment in der Platte $M_{A,Ed}$ zu Druckbeanspruchung im unteren Plattenrand. Am stark momentenbeanspruchten Rand führt das Moment $M_{B,Ed}$ zu Druckbeanspruchung am oberen Plattenrand. Das sollte bei der Berechnung der Normalkräfte an den Öffnungen berücksichtigt werden.

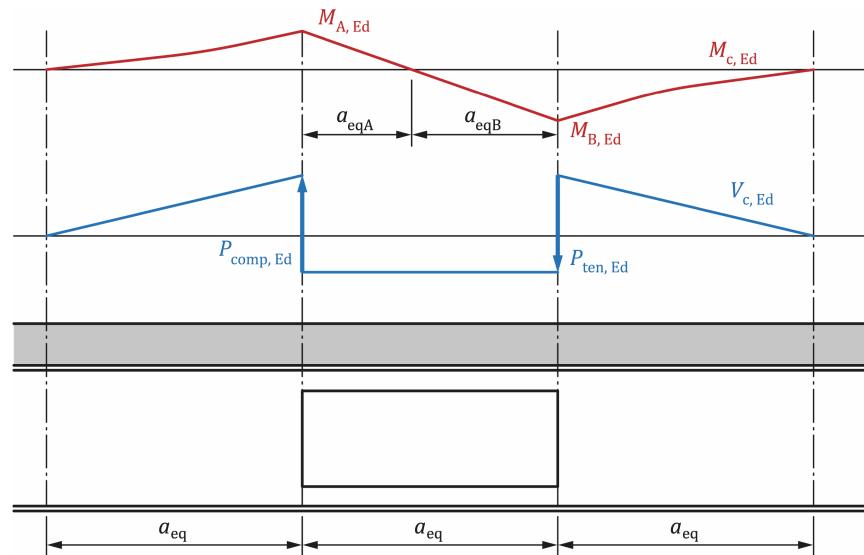


Bild E.1 — In lokal ausgesteifter Platte um eine rechteckige Stegöffnung einwirkende lokale Schubkräfte und Biegemomente

(2) Die Momente in der Platte führen zu Zugbeanspruchung in den Schubverbinder neben dem stark momentenbeanspruchten Öffnungsrand und zu signifikanter Schubbeanspruchung in der Platte. Da die Versagensarten infolge der Zug- und Schubbeanspruchung auf Sprödbruch zurückzuführen sind, sollte ein konservativer Schätzwert der Plattenmomente angenommen werden. Erfolgt keine erweiterte Berechnung, dürfen die folgenden Absätze (3) bis (7) der Berechnung zugrunde gelegt werden.

(3) Die Berechnung der Normalkräfte am Öffnungsmittelpunkt sollte D.3.2 entsprechen, aber der Mittelpunkt der Druckbeanspruchung in der Platte sollte auf halber Höhe angenommen werden und der Abstand d_c sollte mit $h_p + 0,5 h_c$ angesetzt werden. Bei Berechnung der zusätzlichen Kraft im Beton infolge der Schubverbinder über der Öffnung sollten die Schubverbinder innerhalb $0,5 h_c$ zum stark momentenbeanspruchten Rand vernachlässigt werden.

(4) Die Momententrägfähigkeiten der Platte an den Öffnungsändern $M_{A,Rd}$ und $M_{B,Rd}$ sollten nach EN 1992-1-1 auf etwa halber Höhe der Platte unter Berücksichtigung der vorliegenden Normalkraft berechnet werden.

(5) Die größtmögliche Schubbeanspruchung in der Platte am Öffnungsmittelpunkt sollte berechnet werden. Diese darf angesetzt werden als die Schubbeanspruchung des Verbundträgers $V_{o,Ed}$ abzüglich der Schubbeanspruchung in Zusammenhang mit der elastischen Vierendeel-Biegeträgfähigkeit des Stahl-T-Stücks und jener infolge lokaler Verbundwirkung über der Öffnung. Die Schubbeanspruchung in Zusammenhang mit Biegebeanspruchung in der Platte darf somit angesetzt werden wie der wie folgt bestimmte Wert:

$$V_{slab} = V_{o,Ed} - \frac{2(M_{elN,tT} + M_{elN,bT})}{a_{eq}} - n_r P_{Rd} \frac{d_c}{s_x} \quad (E.1)$$

Dabei ist

$M_{elN,tT}$ das Moment, das für Fließen im oberen Stahl-T-Stück am stark momentenbeanspruchten Öffnungsrand unter Berücksichtigung vorliegender Normalkraft erforderlich ist;

$M_{elN,bT}$ das Moment, das für Fließen im unteren Stahl-T-Stück am gering momentenbeanspruchten Öffnungsrand unter Berücksichtigung der Normalkraft erforderlich ist;

d_c/s_x ein Wert, der als höchstens 0,5 mit d_c nach (3) angesetzt werden sollte.

(6) Alternativ dazu darf bei bekannter Bauabfolge die Schubbeanspruchung in der Platte als die Gesamt-Schubbeanspruchung abzüglich jeder Schubbeanspruchung des Stahls während der Bauausführung angesetzt werden.

(7) Die in der Platte einwirkenden Momente dürfen als proportional zur Schubbeanspruchung in der Platte angenommen werden:

$$M_{A,Ed} = \frac{V_{\text{slab}} a_{\text{eq}}}{M_{A,Rd} + M_{B,Rd}} M_{A,Rd} \leq M_{A,Rd} \quad (\text{E.2})$$

$$M_{B,Ed} = \frac{V_{\text{slab}} a_{\text{eq}}}{M_{A,Rd} + M_{B,Rd}} M_{B,Rd} \leq M_{B,Rd} \quad (\text{E.3})$$

(8) Das Moment in der Platte am geringer momentenbeanspruchten Öffnungsrand $M_{A,Ed}$ führt zur Einwirkung einer vertikalen Druckkraft $P_{\text{comp},Ed}$ auf die Platte. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf $P_{\text{comp},Ed}$ wie folgt ermittelt werden:

$$P_{\text{comp},Ed} = 2 |M_{A,Ed}| \frac{a_{\text{eqA}} + 0,5 a_{\text{eq}}}{a_{\text{eqA}} a_{\text{eq}}} \quad (\text{E.4})$$

Dabei ist a_{eqA} der Abstand zwischen dem geringer momentenbeanspruchten Öffnungsrand und dem Punkt, an dem das lokale Moment in der Platte gleich 0 ist (siehe Bild E.1). a_{eqA} darf wie folgt ermittelt werden:

$$a_{\text{eqA}} = a_{\text{eq}} \frac{|M_{A,Ed}|}{|M_{A,Ed}| + |M_{B,Ed}|} \quad (\text{E.5})$$

(9) Die vertikale Zugkraft, die auf eine Gruppe von Schubverbindern am stärker momentenbeanspruchten Öffnungsrand einwirkt, darf wie folgt ermittelt werden:

$$P_{\text{ten},Ed} = 2 |M_{B,Ed}| \frac{a_{\text{eqB}} + 0,5 a_{\text{eq}}}{a_{\text{eqB}} a_{\text{eq}}} \quad (\text{E.6})$$

Dabei ist a_{eqB} der Abstand zwischen dem stärker momentenbeanspruchten Öffnungsrand und dem Punkt, an dem das lokale Moment in der Platte gleich 0 ist. a_{eqB} darf wie folgt ermittelt werden:

$$a_{\text{eqB}} = a_{\text{eq}} - a_{\text{eqA}} = a_{\text{eq}} \frac{|M_{B,Ed}|}{|M_{A,Ed}| + |M_{B,Ed}|} \quad (\text{E.7})$$

(10) Die Zugkraft in den Schubverbindern darf als über eine Länge von $2(h_c + h_p)$ einwirkend angesetzt werden, was eine Gruppe von höchstens zwei Schubverbinderreihen einschließen sollte.

ANMERKUNG Die Wirklänge reicht von $0,5(h_c + h_p)$ innerhalb der tatsächlichen Öffnung bis $1,5(h_c + h_p)$ außerhalb der Öffnung, siehe Bild E.2.

E.3 Zusätzliche Nachweise in Grenzzuständen der Tragfähigkeit für in großen Abständen angeordnete Öffnungen mit lokal ausgesteiften Platten

E.3.1 Allgemeines

(1) Die Gesamtbenennung von Verbundträgern mit Stegöffnungen sollte nach Abschnitt 8 und Anhang D nachgewiesen werden. Im Einflussbereich der Öffnungen sollten für Verbundträger mit großen Stegöffnungen und ausgesteiften Platten zusätzliche Nachweise für Folgendes in Betracht gezogen werden:

- a) globale Biegetragfähigkeit (siehe E.3.2);
- b) globale Schubtragfähigkeit (siehe E.3.3);
- c) Tragfähigkeit bei *Vierendeel*-Biegung, einschließlich der *Vierendeel*-Biegetragfähigkeit von Verbundbauteilen (siehe E.3.4);
- d) Anschlusstragfähigkeit an Öffnungsrändern (siehe E.3.5);
- e) Tragfähigkeit bei Stegknicken (siehe E.3.6);
- f) Tragfähigkeit der Querbewehrung bei lokalen Lasten (siehe E.3.7).

E.3.2 Globale Biegetragfähigkeit

(1) Der Nachweis der globalen Biegetragfähigkeit sollte nach D.4.1.2 unter Verwendung der nach E.2 berechneten Kräfte geführt werden.

E.3.3 Globale Schubtragfähigkeit

(1) Die in der Betonplatte einwirkende Schubbeanspruchung sollte wie folgt bestimmt werden:

$$V_{oc,Ed} = \frac{M_{A,Ed} + M_{B,Ed}}{a_{eq}} + n_r P_{Rd} \frac{d_c}{s_x} \quad (\text{E.8})$$

In Gleichung (E.8) sollte das Verhältnis d_c/s_x nicht größer als 0,5 mit d_c nach E.2(3) angesetzt werden.

(2) $V_{oc,Ed}$ sollte kleiner sein als die Schubtragfähigkeit der Betonplatte $V_{oc,Rd}$ nach D.4.1.3(3).

(3) Alternativ dazu darf die Schubtragfähigkeit der Platte unter Verwendung der Bestimmungen für Fachwerk nach EN 1992-1-1:2023, 8.5, berechnet werden.

(4) Die Differenz zwischen der auf den Träger einwirkenden Gesamt-Schubbeanspruchung $V_{o,Ed}$ und der auf die Platte einwirkenden Gesamt-Schubbeanspruchung sollte von den Stahl-T-Stücken entsprechend D.4.1.3(2) aufgenommen werden können.

(5) Die Anforderungen nach EN 1992-4:2018, A.2, sollten erfüllt werden.

E.3.4 Tragfähigkeit bei Vierendeel-Biegung

(1) Bei rechteckigen oder länglichen Öffnungen mit einem Randabstand von $s_0 \geq 2 a_{eq}$ und T-Stücken der Klasse 1 oder Klasse 2 nach D.3.6 darf der Beitrag der Biegemomente in lokal ausgesteifter Platte nach Bild E.2 zur Vierendeel-Gesamtbiegetragfähigkeit berücksichtigt werden.

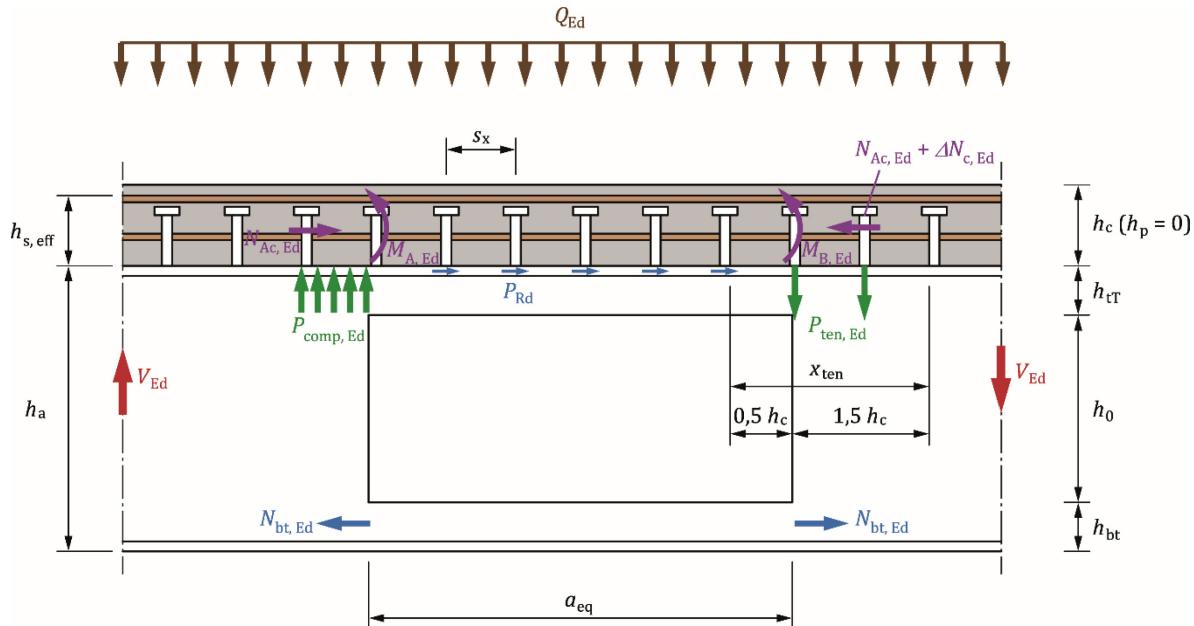


Bild E.2 — In einer Vollbetonplatte an einer rechteckigen Stegöffnung einwirkende Schub- und Zugkräfte

(2) Die Schubtragfähigkeit infolge Vierendeel-Biegung sollte Gleichung (E.9) entsprechen:

$$\frac{V_{o,Ed}}{V_{Vier,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{E.9})$$

(3) Die Schubtragfähigkeit $V_{Vier,Rd}$ infolge Vierendeel-Biegung wird einschließlich der in der Vollbetonplatte einwirkenden Momente wie folgt bestimmt:

$$V_{Vier,Rd} = \frac{2 M_{NV,bT,Rd} + 2 M_{NV,tT,Rd} + M_{vc,Rd} + M_{c,Rd}}{a_{eq}} \quad (\text{E.10})$$

Dabei ist/sind

$M_{c,Rd}$ die Biegetragfähigkeit der Platte bei der Vierendeel-Auswirkung, die gegeben ist durch:

$$M_{c,Rd} = M_{A,Ed} + M_{B,Ed} \quad (\text{E.11})$$

$M_{A,Ed}$ und $M_{B,Ed}$ die nach E.2 berechneten Biegemomente in der Platte.

ANMERKUNG Die verwendeten Momentenwerte können kleiner sein als die Tragfähigkeiten der Profile. Diese Werte werden verwendet, da sie dem berechneten Wert der in der Platte einwirkenden Schubbeanspruchung entsprechen.

(4) Wird die Bedingung nach D.4.1.1(3) erfüllt, wird der Beitrag der Verbundwirkung des oberen T-Stücks mit der Betonplatte $M_{vc,Rd}$ wie folgt bestimmt:

$$M_{vc,Rd} = n_r P_{Rd} \left(a_{eq} - 0,5 h_c \right) \left(\frac{d_c}{s_x} + \frac{z_{tT}}{s_x} \right) \quad (\text{E.12})$$

In Gleichung (E.12) sollte das Verhältnis d_c/s_x nicht größer als 0,5 mit d_c nach E.2(3) angesetzt werden.

E.3.5 Tragfähigkeit der Verdübelung an Öffnungsändern

(1) Die Tragfähigkeit der Schubverbinder unter der Zugkraft, die auf eine Gruppe von Schubverbindern am stärker momentenbeanspruchten Öffnungsrand einwirkt, ist gegeben, wenn:

$$\frac{P_{\text{ten},\text{Ed}}}{n_t P_{\text{ten},\text{Rd}}} \leq 1,0 \quad (\text{E.13})$$

$$\frac{P_{\text{s},\text{Ed}}}{P_{\text{Rd}}} + \frac{P_{\text{ten},\text{Ed}}}{n_t P_{\text{ten},\text{Rd}}} \leq 1,2 \quad (\text{E.14})$$

Dabei ist

n_t die Anzahl der unter Zugbeanspruchung in der Gruppe wirkenden Schubverbinder nach E.2(10);

$P_{\text{s},\text{Ed}}$ die Längsschubkraft, die auf einen Schubverbinder oberhalb der Öffnung zur Entwicklung der Vierendeel-Biegetragfähigkeit infolge Verbundeinwirkung einwirkt und wie folgt angesetzt werden darf:

$$\frac{P_{\text{s},\text{Ed}}}{P_{\text{Rd}}} = \max\left(\frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Vier},\text{Rd}}}; \rho_m\right) \quad (\text{E.15})$$

$P_{\text{ten},\text{Rd}}$ die Zugtragfähigkeit eines Schubverbinder in einer Platte – für Kopfbolzen siehe Anhang H, wobei $\psi_{\text{ec},N}$ in Gleichung (H.11) gleich 1,0 angenommen werden darf;

P_{Rd} die Schubtragfähigkeit eines Schubverbinder – für Kopfbolzen siehe 8.6.8 und 8.6.9;

ρ_m wie durch Gleichung D.18 gegeben, kann jedoch kleiner als 0,8 sein.

E.3.6 Tragfähigkeit bei Stegknicken

(1) Bei in großen Abständen angeordneten Öffnungen mit lokal ausgesteifter Platte sollte der Tragfähigkeitsnachweis bei Stegknicken neben den Öffnungen nach FprEN 1993-1-13:2023, 8.5.2, geführt werden, wobei die Druckkraft im Steg $N_{\text{w},\text{Ed}}$ als der größere Wert von $V_{\text{tT},\text{Ed}} + V_{\text{oc},\text{Ed}} + P_{\text{comp},\text{Ed}}$ und $V_{\text{bT},\text{Ed}}$ angesetzt wird.

E.3.7 Tragfähigkeit der Querbewehrung bei lokalen Lasten

(1) Die Tragfähigkeit der unteren Querbewehrung sollte wie folgt nachgewiesen werden:

$$\frac{V_{\text{oc},\text{Ed}}}{F_{\text{tr},\text{Rd}}} \leq 1,0 \quad (\text{E.16})$$

(2) $F_{\text{tr},\text{Rd}}$ ist die Tragfähigkeit der Querbewehrung bei lokalen Lasten. $F_{\text{tr},\text{Rd}}$ darf unter Verwendung der vereinfachten Gleichung (E.17) ermittelt werden.

$$F_{\text{tr},\text{Rd}} = \frac{\rho_t}{\rho_{\min}} 0,006 h_c d_{\text{s,c,b}} f_{\text{sd}} \quad (\text{E.17})$$

Dabei ist/sind

h_c und $d_{\text{s,c,b}}$ in mm festgelegt und $F_{\text{tr},\text{Rd}}$ ist in kN angegeben.

$d_{\text{s,c,b}}$ der Abstand zwischen dem Schwerpunkt der unteren Bewehrungslage und dem oberen Plattenrand;

ρ_t der Querbewehrungsgrad;

ρ_{\min} der Mindestbewehrungsgrad, gleich 0,2 %.

Angemessen verankerte Bleche dürfen in der Berechnung von ρ_t berücksichtigt werden.

Anhang F
(normativ)**Kopfbolzen, die Spaltkräfte in Dickenrichtung der Platte verursachen****F.1 Bemessungstragfähigkeit und bauliche Durchbildung**

(1) Der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit eines Kopfbolzens nach 8.6.8.1, der Spaltkräfte in Dickenrichtung der Platte verursacht, siehe Bild F.1, sollte der kleinste der durch Gleichung (F.1) sowie Gleichung (8.23) und Gleichung (8.24) gegebenen Werte sein. Diese Tragfähigkeit sollte für Grenzzustände der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) verwendet werden.

$$P_{L,Rd} = \frac{1,4 k_v (f_{ck} d a_{rp})^{0,4} \left(\frac{s_x}{s}\right)^{0,3}}{\gamma_v} \quad [\text{kN}] \quad (\text{F.1})$$

Dabei ist

a_{rp} der effektive Randabstand, der gegeben ist durch: $a_{rp} = a_r - c_v - \phi_s/2 \geq 50 \text{ mm}$;

a_r der Abstand zwischen der Bolzenachse und der nächstgelegenen Betonoberfläche;

$k_v = 1,0$ für Verdübelung in Randalage (siehe Bild F.1);

= 1,14 für innenliegende Verdübelung;

γ_v der Teilsicherheitsbeiwert für Schubverbinder – siehe 4.4.1.2(5);

f_{ck} der charakteristische Wert der Zylinderfestigkeit des Betons, in N/mm²;

d der Schaftdurchmesser des Bolzens mit $19 \leq d \leq 25 \text{ mm}$;

h_{sc} die Länge nach dem Schweißen des Kopfbolzens mit $h_{sc}/d \geq 4$;

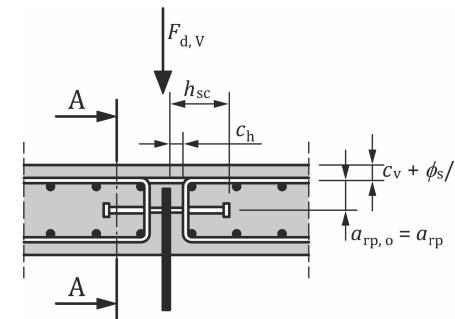
s_x der Längsabstand der Bolzen mit $110 \leq s_x \leq 440 \text{ mm}$;

s der Abstand der Bügelbewehrung mit $s_x/2 \leq s \leq s_x$ und $s/a_{rp} \leq 3$;

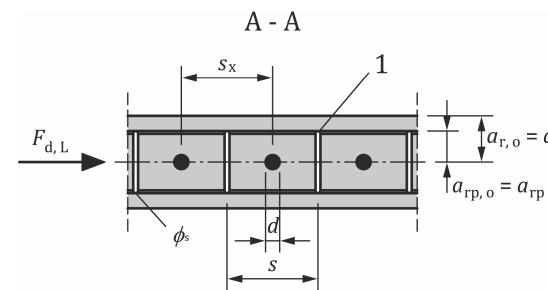
ϕ_s der Durchmesser der Bügelbewehrung mit $\phi_s \geq 8 \text{ mm}$;

ϕ_l der Durchmesser der Längsbewehrung mit $\phi_l \geq 10 \text{ mm}$;

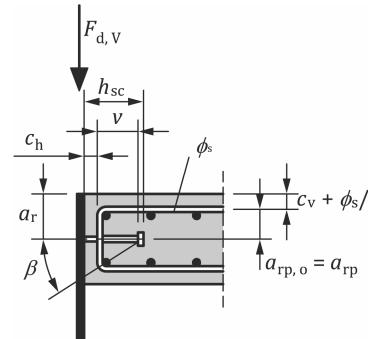
c_v der Nennwert der Betondeckung nach Bild F.1, in mm.



a)



b)



c)

Legende

- 1 Querbewehrung
- a Innenlage
- b Randlage
- c Schnitt A-A

Bild F.1 — Lage und geometrische Parameter von nahe an einer Betonoberfläche angeordneten Kopfbolzen

(2) Ein Versagen durch Herausziehen des Bolzens am Plattenrand sollte durch Erfüllung der folgenden Bedingungen verhindert werden:

$$\text{Beton ohne Rissbildung: } \beta_r \leq 30^\circ \quad \text{oder} \quad v \geq \max \left\{ 110 \text{ mm}; 1,7 a_{rp}; \frac{1,7 s}{2} \right\}$$

$$\text{Beton mit Rissbildung: } \beta_r \leq 23^\circ \quad \text{oder} \quad v \geq \max \left\{ 160 \text{ mm}; 2,4 a_{rp}; \frac{2,4 s}{2} \right\}$$

mit v und β_r entsprechend der Darstellung in Bild F.1.

Alternativ dazu darf der Nachweis für Herausziehen des Bolzens nach EN 1992-4 geführt werden.

ANMERKUNG 1 Treten Zugkräfte in den Bolzen infolge globaler Belastung auf, ist deren Einfluss zu berücksichtigen, z. B. durch Nachweis nach EN 1992-4.

ANMERKUNG 2 In Anhang H ist die Zugtragfähigkeit von Kopfbolzen unter bestimmten Bedingungen festgelegt.

(3) Der Einfluss vertikaler Schubbeanspruchung auf die Bemessungstragfähigkeit eines den Plattenrand abstützenden BolzendüBELs sollte berücksichtigt werden. Die Interaktion darf wie folgt nachgewiesen werden:

$$\left(\frac{F_{L,Ed}}{P_{L,Rd}}\right)^{1,2} + \left(\frac{F_{V,Ed}}{P_{V,Rd}}\right)^{1,2} \leq 1 \quad (\text{F.2})$$

Dabei ist

$F_{L,Ed}$ der Bemessungswert der Längsschubkraft;

$F_{V,Ed}$ der Bemessungswert der vertikalen Schubkraft;

$P_{V,Rd}$ der Bemessungswert der vertikalen Schubtragfähigkeit bei Bestimmung nach:

$$P_{V,Rd} = \frac{0,012 (f_{ck} \phi_l)^{0,5} \left(d \frac{s_x}{s}\right)^{0,4} (\phi_s)^{0,3} (a_{rp,o})^{0,7} k_v}{\gamma_v} [\text{kN}] \quad (\text{F.3})$$

Dabei ist

$a_{rp,o}$ der maßgebende effektive Randabstand mit: $a_{rp,o} = a_{r,o} - c_v - \phi_s/2 \geq 50$ mm;

$a_{r,o}$ der Abstand zwischen der Bolzenachse und der Plattenoberfläche, an der kegelförmiger Betonausbruch auftreten würde.

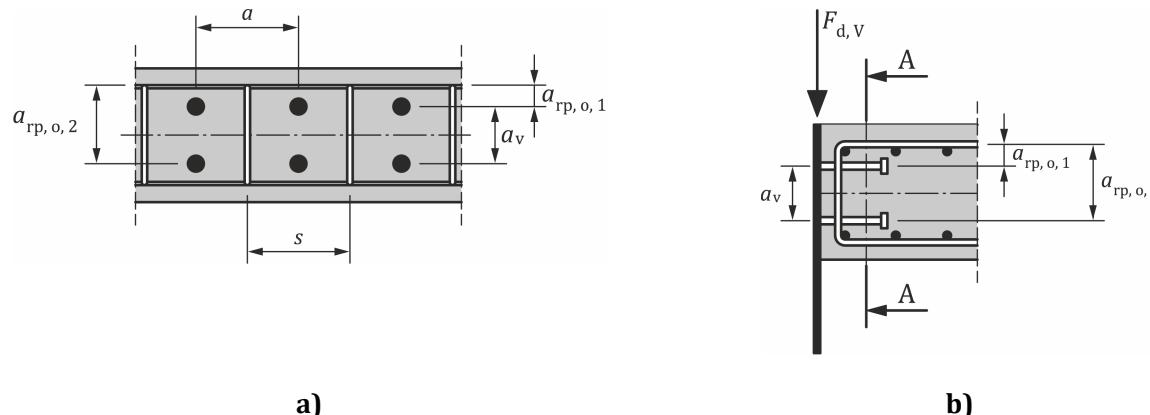
Die folgenden Bedingungen sollten ebenfalls erfüllt werden:

$h_{sc} \geq 100$ mm; $110 \leq s_x \leq 250$ mm; $\phi_s \leq 12$ mm; $\phi_l \leq 16$ mm;

Bei vertikaler Schubbeanspruchung in Innenlage darf k_v gleich 1,25 angesetzt werden.

(4) Sind zwei Bolzenreihen vorhanden, wie in Bild F.2 dargestellt, sollte die vertikale Schubtragfähigkeit für jede Reihe einzeln berechnet und die Summe dieser Tragfähigkeiten mit dem Beiwert η_r nach Gleichung (F.4) multipliziert werden, mit

$$\begin{aligned} 100 \text{ mm} \leq s_v &\leq 140 \text{ mm} & \eta_r &= 0,7 \\ 140 \text{ mm} < s_v &\leq 200 \text{ mm} & \eta_r &= s_v / 200 \\ 200 \text{ mm} < s_v && \eta_r &= 1,0 \end{aligned} \quad (\text{F.4})$$

**Legende**

- a Schnitt A-A
b Randlage

Bild F.2 — Doppelreihe von Kopfbolzen

(5) Die Spaltkraft in Dickenrichtung der Platte sollte durch Bügelbewehrung aufgenommen werden, welche für eine Zugkraft bemessen werden sollte, die wie folgt bestimmt wird:

$$T_{Ed} = 0,3 F_{L,Ed} + F_{V,Ed} \quad (\text{F.5})$$

Dabei ist

$F_{L,Ed}$ der Bemessungswert der Längsschubkraft;

$F_{V,Ed}$ der Bemessungswert der vertikalen Schubkraft.

F.2 Ermüdfestigkeit

(1) Die Ermüdfestigkeitskurve von Kopfbolzen, welche Spaltkräfte unter vertikaler Schubbeanspruchung und Längsschubbeanspruchung verursachen, ist für Normalbeton durch die unteren Werte nach prEN 1994-2:2024, 8.7, und wie folgt gegeben:

$$(\Delta P_R)^m N_{cyc,f} = (\Delta P_c)^m N_{cyc} \quad (\text{F.6})$$

Dabei ist

ΔP_R die Ermüdfestigkeit auf Grundlage des Bereichs der Schubkraft je Bolzen;

ΔP_c der Bezugswert der Ermüdfestigkeit bei $N_{cyc} = 2 \times 10^6$ nach Tabelle F.1;

m die Steigung der Ermüdfestigkeitskurve mit $m = 8$;

$N_{cyc,f}$ die Anzahl der Lastwechsel im Kraftbereich.

In Tabelle F.1 ist a_{rp} der effektive Randabstand nach Bild F.1 und F.1(1).

Tabelle F.1 — Ermüdungsfestigkeit ΔP_c für oberflächennahe Kopfbolzen

	Längsschubbeanspruchung	Vertikale Schubbeanspruchung
a_{rp} mm	$\Delta P_{L,c}$ kN	$\Delta P_{V,c}$ kN
50	24,9	8,9*
100	34,2	27,7*
≥ 125	34,2	34,2
ANMERKUNG	Zwischenwerte sind mittels linearer Interpolation zu bestimmen.	
*	Führt Längszugbeanspruchung zu Rissbildung des Betons, sollte die Ermüdungsfestigkeit bei vertikaler Schubbeanspruchung halbiert werden.	

Bei einer Betonfestigkeit $f_{ck} < 30 \text{ N/mm}^2$ sollte die Ermüdungsfestigkeit ΔP_c mit $f_{ck}/30$ multipliziert werden. Die in Tabelle F.1 angegebenen Werte gelten für Bolzendurchmesser gleich oder größer als 22 mm. Bei Bolzen mit 19 mm Durchmesser sollte die Ermüdungsfestigkeit auf 75 % der Werte nach Tabelle F.1 verringert werden.

(2) Für die größte Ermüdungsfestigkeit je Bolzen gilt prEN 1994-2:2024, 8.7.1(3).

(3) Eine Interaktion von vertikaler und Längsschubbeanspruchung sollte bei Randlage berücksichtigt werden, indem die folgende Regel angewendet wird:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta P_{L,R}}{\frac{\Delta P_{L,c}}{\gamma_{Mf,s}}} \right)^{0,75} + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta P_{V,R}}{\frac{\Delta P_{V,c}}{\gamma_{Mf,s}}} \right)^{0,75} \leq 1 \quad (\text{F.7})$$

Dabei ist/sind

$\Delta P_{L,R}$ und $\Delta P_{V,R}$ entsprechend prEN 1994-2:2024, 8.7.6.2, bestimmbar;

$\Delta P_{L,c}$ der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit für den Bereich der Längsschubkraft je Bolzen bei $N_{cyc} = 2 \times 10^6$ nach Tabelle F.1;

$\Delta P_{V,c}$ der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit für den Bereich der vertikalen Schubkraft je Bolzen bei $N_{cyc} = 2 \times 10^6$ nach Tabelle F.1;

$\Delta P_{L,R}$ die Ermüdungsfestigkeit auf Grundlage des Bereichs der Längsschubkraft je Bolzen;

$\Delta P_{V,R}$ die Ermüdungsfestigkeit auf Grundlage des Bereichs der vertikalen Schubkraft je Bolzen;

$\gamma_{Mf,s}$ in prEN 1994-2:2024, 4.4.1.2(3) angegeben;

γ_{Ff} Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungseinwirkungen – siehe EN 1990:2023, 8.3.3.6(1).

(4) Für die Bügelbewehrung sollte ein Ermüdungsnachweis nach EN 1992-1-1:2023, Abschnitt 10, geführt werden. Der Dorndurchmesser sollte berücksichtigt werden.

Anhang G
(informativ)**Bemessungstragfähigkeit von Kopfbolzen mit offenen Rinnenprofilen mit Rippen quer zu den Stützträgerachsen in Hochbauten****G.1 Anwendungsbereich**

(1) Wenn die Einbindetiefe h_A den Angaben nach 8.6.10.8(1) entspricht, aber kleiner ist als $2,7d$, oder der Abstand zwischen dem Rand der Betonrippe auf der stärker momentenbeanspruchten Seite und der Mittellinie des nächstgelegenen BolzendüBELS e_k $25 \text{ mm} \leq e_k \leq 60 \text{ mm}$ (Bild 8.19) entspricht, gelten die in G.2 angegeben Werte für P_{Rd} , sofern alle der folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- das Maß für e_k ist größer als 25 mm;
- die Nenndicke t_p der Stahlbleche ist nicht kleiner als 0,70 mm;
- der Nennwert der Betondeckung über dem Bolzen entspricht 8.6.10.2;
- die Profilblechhöhe h_p ist nicht größer als 135 mm;
- der Schaftdurchmesser der Bolzen ist bei Anwendung der Durchschweißtechnik nicht größer als 20 mm bzw. bei vorgelochten Profilblechen nicht größer als 22 mm.
- die Betonfestigkeitsklasse ist nicht höher als C50/60 und die Dichte nicht kleiner als 2 200 kg/m³.

Für andere Fälle sollten spezifische Versuche entsprechend den Festlegungen nach B.2 zur Bestimmung des Bemessungswertes der Schubtragfähigkeit verwendet werden.

(2) Die Duktilitätskategorie des Schubverbinder sollte mittels Versuchen nach Anhang B nachgewiesen werden.

G.2 Schubtragfähigkeit

(1) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit sollte als der kleinere der Werte aus Gleichung (G.1) und Gleichung (G.2) angesetzt werden.

$$P_{Rd} = \frac{0,58 f_u \pi \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} \quad (\text{G.1})$$

oder

$$P_{Rd} = \frac{k_{cc} C_2 k_u}{\gamma_v} \left[\frac{f_{ctk,0,05} W_{sc}}{h_p n_r} + \frac{n_y M_{pl,sc}}{\left(0,82 h_p - \frac{d}{2}\right)} \right] \quad (\text{G.2})$$

mit

$$C_2 = 1,85 \frac{h_p}{b_0} \text{ aber } 1,0 \leq C_2 \leq 1,35 \quad (\text{G.3})$$

$$W_{sc} = [2,4 h_{sc} + (n_r - 1)s_y] \left(\frac{b_{top}^2}{6} \right) \quad (\text{G.4})$$

$$n_y = 2 \text{ für } n_r = 1 \quad (\text{G.5})$$

oder versetzt angeordnete Bolzen, siehe Bild G.1;

$$n_y = 1 + \frac{h_A - 2 d}{0,52 d} \leq 2 \text{ für andere Fälle} \quad (\text{G.6})$$

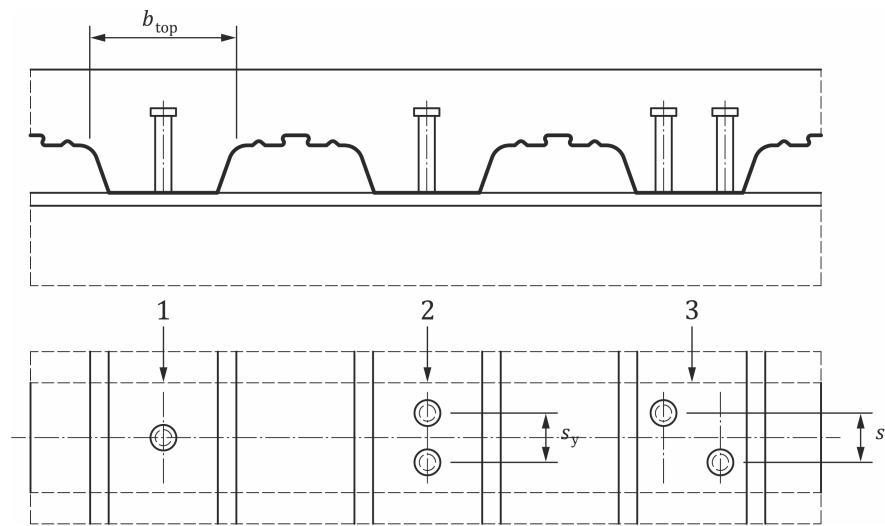
$$M_{pl,sc} = \frac{1}{6} f_u d^3 \quad (\text{G.7})$$

Dabei ist

- γ_V der Teilsicherheitsbeiwert nach 4.4.1.2(5);
- d der Schaftdurchmesser des Bolzens;
- f_u die festgelegte Zugfestigkeit des Bolzenwerkstoffs, höchstens jedoch 450 N/mm²;
- k_{cc} ein Abminderungswert unter Berücksichtigung der Auswirkung von Betonrelaxation und Langzeit-Belastung nach 8.6.8.1(1);
- k_u ein Korrekturfaktor nach Tabelle G.1;
- $f_{ctk,0,05}$ der charakteristische Wert der Zugfestigkeit von Beton nach EN 1992-1-1:2023, Tabelle 5.1;
- h_p die Gesamthöhe der Profilbleche abzüglich der Höhe einer oberen hinterschnittenen Steife, sofern die Geometrie 8.6.10.8(3) entspricht;
- n_r die Anzahl der Bolzendübel je Rippe am Trägerschnittpunkt, höchstens 2;
- h_{sc} die Länge nach dem Schweißen des Bolzens nach EN ISO 13918:2018, Tabelle 10, die als anwendbar für durchgeschweißte Bolzen angenommen werden darf;
- ANMERKUNG Bei durchgeschweißten Bolzen wird die kürzere Länge nach dem Schweißen bei den Werten für den Korrekturfaktor k_u berücksichtigt.
- s_y der Querabstand zwischen den Bolzen in einer Rippe, siehe Bild G.1; ist nur eine Reihe mittig angeordneter Bolzen vorhanden, gilt $s_y = 0$;
- b_{top} die Breite des oberen Betonrippenrandes (siehe Bild G.1).

Tabelle G.1 — Werte des Korrekturfaktors k_u

Bolzenanordnung, Bild G.1	Vorgelochte Profilbleche	Durchgeschweißte Bolzen	
		$t_p < 1,00 \text{ mm}$	$t_p \geq 1,00 \text{ mm}$
Mittige oder versetzte Anordnung	1,0	1,0	1,25

**Legende**

- 1 mittige Anordnung ($n_r = 1$)
- 2 mittige Anordnung ($n_r = 2$)
- 3 versetzte Anordnung ($n_r = 2$)

Bild G.1 — Definition der Bolzenanordnungen

Anhang H
(normativ)**Bemessungswert der Zugtragfähigkeit von Kopfbolzen****H.1 Anwendungsbereich**

(1) Die Zugtragfähigkeit von Kopfbolzen innerhalb des in H.2 festgelegten Anwendungsbereichs wurde nach EN 1992-4 unter Anwendung Europäischer Technischer Zulassungen der gebräuchlichsten Produkte ermittelt.

(2) Die Zugtragfähigkeit darf für Kopfbolzen in Vollbetonplatten mit einem Bemessungswert der Schubtragfähigkeit P_{Rd} nach 8.6.8.1 sowie für Bolzen in Stahlblechen mit einem Bemessungswert der Schubtragfähigkeit P_{Rd} nach 8.6.9 angewendet werden.

(3) Die Anforderungen nach EN 1992-4:2018, A.2, sollten erfüllt werden.

(4) Die Kopfbolzen sollten EN ISO 13918 entsprechen und nach EN ISO 4063:2010, Verfahren 783, geschweißt werden.

H.2 Bemessungswert der Zugtragfähigkeit von Kopfbolzen

(1) Der Bemessungswert der Zugtragfähigkeit $P_{ten,Rd}$ darf wie folgt bestimmt werden:

$$P_{ten,Rd} = \min\{N_{s,Rd}; N_{p,Rd}; N_{c,Rd}\} \quad (\text{H.1})$$

Dabei ist

$N_{s,Rd}$ die Zugtragfähigkeit des Stahlbolzens, die nach (2) ermittelt werden darf;

$N_{p,Rd}$ die Tragfähigkeit des Kopfbolzens bei Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch, die nach (3) ermittelt werden darf;

$N_{c,Rd}$ die Tragfähigkeit des Kopfbolzens bei Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch, die nach EN 1992-4:2018, 7.2.1.4, unter Verwendung der Gleichungen nach (4) berechnet werden sollte.

(2) Die Zugtragfähigkeit des Stahlbolzens darf wie folgt bestimmt werden:

$$N_{s,Rd} = \frac{N_{s,Rk}}{\gamma_{Ms}} \quad (\text{H.2})$$

Dabei ist

$N_{s,Rk}$ der charakteristische Wert der Zugtragfähigkeit des Stahlbolzens nach Tabelle H.1;

d der Nenndurchmesser des Bolzenschafts;

γ_{Ms} der Teilsicherheitsbeiwert für die Zugtragfähigkeit des Stahls.

ANMERKUNG Der Wert für γ_{Ms} beträgt 1,55, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

Tabelle H.1 — Charakteristische Werte der Zugtragfähigkeit von Stahlkopfbolzen

d [mm]	16	19	22	25
$N_{s,Rk}$ [kN]	90	128	171	221

(3) Die Tragfähigkeit des Kopfbolzens bei Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch darf wie folgt bestimmt werden:

$$N_{p,Rd} = \psi_p \frac{N_{p,Rk}}{\gamma_{Mp}} \quad (\text{H.3})$$

Dabei ist

$N_{p,Rk}$ der charakteristische Wert der Tragfähigkeit des Kopfbolzens bei Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch nach Tabelle H.2;

ψ_p der Anpassungsfaktor für die charakteristische Tragfähigkeit nach Tabelle H.3 für die jeweilige Betonklasse;

γ_{Mp} der Teilsicherheitsbeiwert für Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch.

ANMERKUNG Der Wert für γ_{Mp} beträgt 1,5, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

Tabelle H.2 — Charakteristische Werte der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch

d [mm]	16	19	22	25
$N_{p,Rk}$ [kN]	90 ¹⁾	75	85	115

1) Der Kopfdurchmesser wird gleich 32 mm angenommen.

Tabelle H.3 — Anpassungsfaktor ψ_p

Betonklasse	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
ψ_p	1,20	1,48	1,80	2,00	2,20	2,40

(4) Die Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei kegelförmigem Betonausbruch sollte nach EN 1992-4:2018, 7.2.1.4, wie folgt berechnet werden:

$$N_{c,Rd} = \frac{N_{c,Rk}}{\gamma_{Mc}} \quad (\text{H.4})$$

Dabei ist

$N_{c,Rk}$ der charakteristische Wert der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens bei kegelförmigem Betonausbruch:

$$N_{c,Rk} = N_{c,Rk}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{M,N} \quad (H.5)$$

 $N_{c,Rk}^0$

der charakteristische Wert der Tragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzens, der in der Platte angeordnet ist und nicht durch benachbarte Bolzen oder Plattenränder beeinflusst wird, wie in (5) festgelegt;

 $A_{c,N}/A_{c,N}^0$

ein Verhältnis zur Berücksichtigung der geometrischen Auswirkung von Abständen der Bolzen zueinander sowie zu Rändern auf die charakteristische Tragfähigkeit $N_{c,Rk}$ – siehe (6);

 $\psi_{s,N}$

ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung eines Plattenrandes – siehe (7);

 $\psi_{re,N}$

der Beiwert für Schalenabplatzung – siehe (8);

 $\psi_{ec,N}$

ein Beiwert zur Berücksichtigung der Gruppenauswirkung bei Einwirkung verschiedener Zuglasten auf die einzelnen Verbindungsmittel in einer Gruppe bei kegelförmigem Betonausbruch; siehe (9) und Bild H.1;

 $\psi_{M,N}$

= 1,0;

 γ_{Mc}

der Teilsicherheitsbeiwert für kegelförmigen Betonausbruch.

ANMERKUNG Der Wert für γ_{Mc} beträgt 1,5, sofern im Nationalen Anhang kein abweichender Wert angegeben ist.

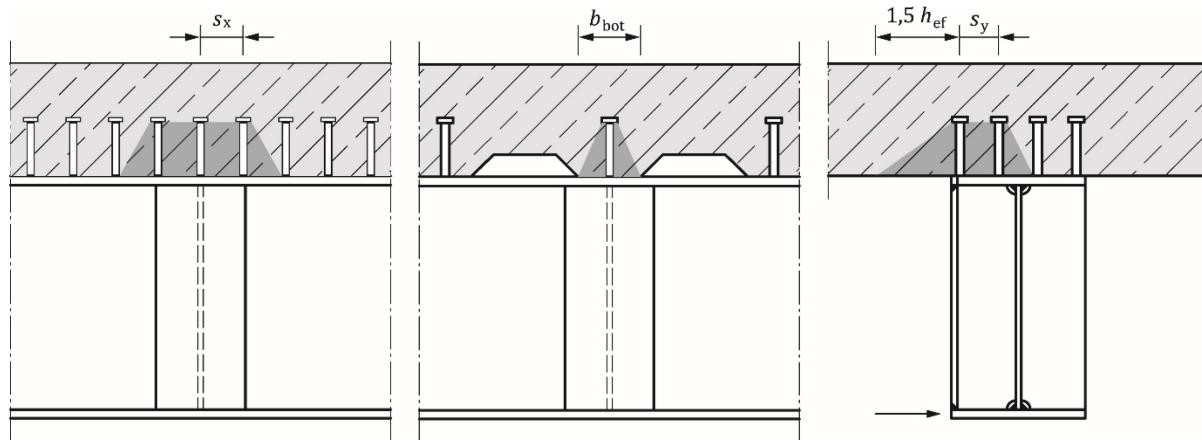


Bild H.1 — Geometrie von Betonkegeln in Verbundbauteilen

(5) Die charakteristische Tragfähigkeit $N_{c,Rk}^0$, in N, sollte wie folgt bestimmt werden:

$$N_{c,Rk}^0 = k_1 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1,5} \quad (H.6)$$

Dabei ist

k_1 ein Beiwert zur Berücksichtigung des Lastübertragungsmechanismus; für die am stärker momentenbeanspruchten Rand einer großen Stegöffnung einwirkende Zugkraft sollte Rissbildung des Betons berücksichtigt werden mit: $k_1 = k_{cr} = 8,5$;

f_{ck} der charakteristische Wert der Drucktragfähigkeit des Betons, in N/mm²;

h_{ef} die wirksame Einbindetiefe des Bolzens, in mm, bei Bestimmung durch:

$$h_{\text{ef}} = h_{\text{sc}} - t_{\text{n}} \quad (\text{H.7})$$

h_{sc} die Länge nach dem Schweißen des Bolzens ($= h_{\text{n}}$ nach EN 1992-4);

t_{n} die Dicke des Bolzenkopfes.

(6) Bei einer Querreihe von n_s in regelmäßigen Abständen angeordneten Kopfbolzen darf das Verhältnis $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{\min\{b_x; 3h_{\text{ef}}\} \times [3h_{\text{ef}} + (n_s - 1) \min\{s_y; 3h_{\text{ef}}\}]}{9h_{\text{ef}}^2 n_s} \quad (\text{H.8})$$

Dabei ist

$b_x = b_{\text{bot}}$ bei einer an der Mittellinie einer Querrippe angeordneten Bolzenreihe, wobei b_{bot} die Breite der Rippe am unteren Rand ist;

$= s_x$ bei Bolzen in einer Vollbetonplatte, wobei s_x der Längsabstand zwischen in regelmäßigen Abständen angeordneten Querreihen von Bolzen ist;

s_y der Querabstand zwischen Bolzen (Bild H.2).

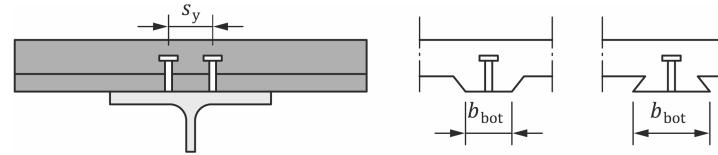


Bild H.2 — Reihe von in regelmäßigen Abständen angeordneten Kopfbolzen in einer Querrippe

(7) Der Beiwert $\psi_{s,N}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{\text{cr},N}} \leq 1,0 \quad (\text{H.9})$$

Dabei ist

c der Abstand des Kopfbolzens zum nächstgelegenen Rand, dabei darf es sich bei Verbunddecken um den unteren Rand der Rippe handeln (siehe Bild H.3);

$c_{\text{cr},N}$ der charakteristische Wert des Randabstands, der gegeben ist durch $c_{\text{cr},N} = 1,5 h_{\text{ef}}$.

ANMERKUNG Bei innenliegenden Verbundträgern mit Vollbetonplatte gilt $\psi_{s,N} = 1,0$.

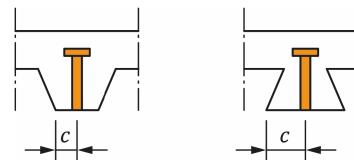


Bild H.3 — Durch Bleche für Kopfbolzen in Verbunddecken definierte Randabstände

(8) Der Beiwert für Schalenabplatzung $\psi_{re,N}$ ist anwendbar bei $h_{ef} < 100$ mm und trägt der Auswirkung dichter Bewehrung Rechnung, zwischen der die Bolzen eingebaut werden. Er sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0 \quad (\text{H.10})$$

Der Beiwert $\psi_{re,N}$ darf gleich 1,0 angesetzt werden in den folgenden Fällen:

- a) Bewehrung (mit beliebigem Durchmesser) ist mit einem Mindestabstand von 150 mm vorhanden; oder
- b) Bewehrung mit einem Durchmesser nicht größer als 10 mm ist mit einem Mindestabstand von 100 mm vorhanden.

(9) Der Beiwert $\psi_{ec,N}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{e_N}{s_{rc,N}} \right)} \leq 1,0 \quad (\text{H.11})$$

Dabei ist

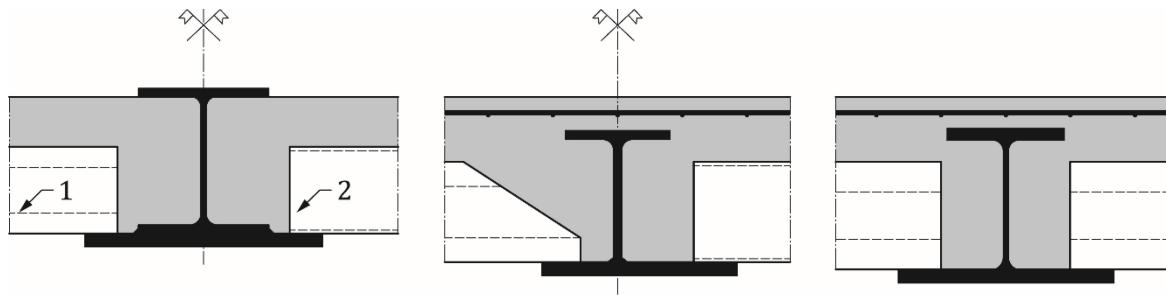
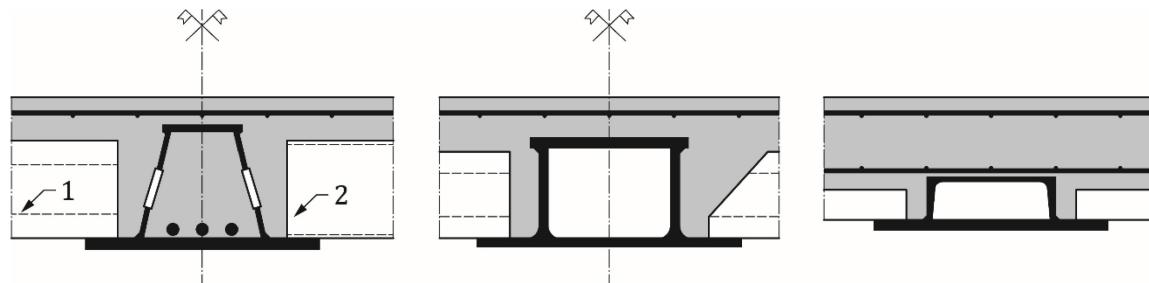
e_N die Exzentrizität der resultierenden Zugkraft in einer Gruppe von Dübeln bezogen auf den Schwerpunkt der Gruppe;

$s_{rc,N}$ der charakteristische Wert des Bolzenabstands zur Sicherstellung der charakteristischen Tragfähigkeit des Bolzens bei kegelförmigem Betonausbruch unter Zuglast, der für Kopfbolzen wie folgt ermittelt werden darf: $s_{rc,N} = 3 h_{ef}$.

- Entwurf -**Anhang I**
(normativ)**Zusätzliche Regeln für flache Deckenträger****I.1 Allgemeines**

(1) Dieser Anhang enthält Regeln für flache Verbunddeckenträger. Sofern in diesem Anhang nicht anders festgelegt, gelten auch alle anderen Teile dieser Norm.

(2) Ein flacher Verbunddeckenträger besteht aus einem teilweise in eine Betonplatte einbetonierten und damit im Verbund wirkenden Stahlprofil. Die Platte ist auf dem Untergurt des Trägers aufgelagert. Die Betonplatte darf aus vor Ort hergestelltem Stahlbeton oder vorgefertigtem Beton bestehen oder als Verbunddecke ausgeführt sein. Das Stahlprofil darf warmgewalzt oder aus Platten geschweißt und mit offenem oder geschlossenem Querschnitt ausgeführt sein. Typische Beispiele für Querschnitte von flachen Deckenträgern sind in Bild I.1 angegeben.

**a) Offene Querschnitte****b) Geschlossene Querschnitte****Legende**

- 1 Hohlbauteil
- 2 Profilblech

ANMERKUNG Die Darstellungen von Trägern, Platten und Bewehrung sind rein informativ.

Bild I.1 — Typische Beispiele für Querschnitte von flachen Deckenträgern

(3) Dieser Anhang gilt für flache Deckenträger mit ausschließlich Stahlquerschnittselementen der Klasse 1, Klasse 2 oder effektiv Klasse 2 [7.5.2(3) oder 7.5.3(3)].

(4) Bei Nichterfüllung der Bedingungen nach (3) sind erweiterte Verfahren nach 8.2.1.5 und 8.6.2 erforderlich.

(5) Die Bemessung der Betonplatte, einschließlich der Auswirkung jeglicher Interaktion zwischen Platte und Träger, liegt außerhalb des Anwendungsbereichs dieses Anhangs.

ANMERKUNG 1 Die Nachgiebigkeit der Lagerung, die der Träger den vorgefertigten Betonplatten bietet, kann die Tragfähigkeit der Platten beeinflussen.

ANMERKUNG 2 Bauausführungs- und Herstellungstoleranzen können die Lagerlänge der Platte und somit die Bemessung beeinflussen.

(6) Träger mit Leichtbetonplatten liegen außerhalb des Anwendungsbereichs dieses Anhangs.

(7) Die Bemessungsregeln nach diesem Anhang sind ausschließlich für Träger unter statischer Belastung anwendbar.

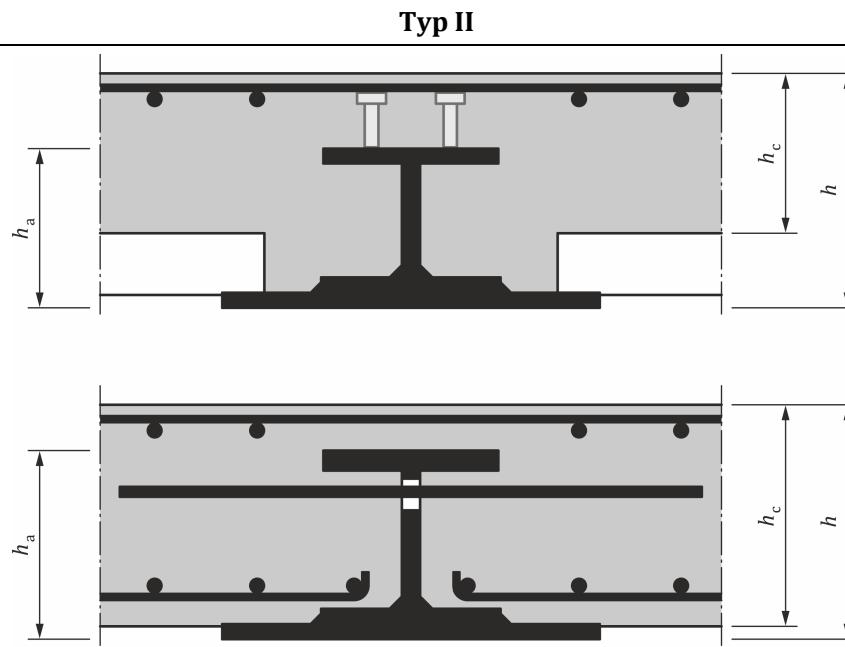
(8) Die Bemessungsregeln nach diesem Anhang sind für Träger im Endzustand der Verbundwirkung anwendbar. Nachweise für die Bauausführungsphase, einschließlich jeglicher Torsionslasten infolge der Bauabfolge der Platte, sollten nach EN 1993-1-1 geführt werden.

(9) Flache Deckenträger nach diesem Anhang dürfen einer der in Tabelle I.1 angegebenen Typologien zugeordnet werden.

Tabelle I.1 — Typologien für flache Deckenträger (Beispiele für den Querschnitt)

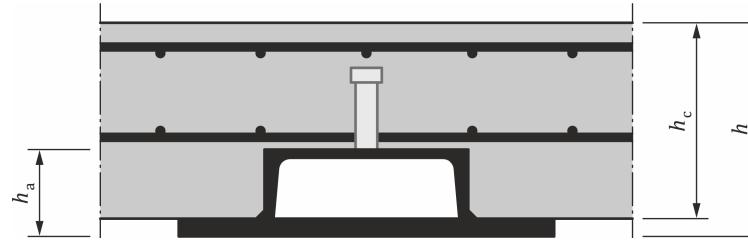
Typ I

Querschnitte flacher Deckenträger, die nicht Typ II oder Typ III zugeordnet werden und bei denen die lokale Biegesteifigkeit des Betongurtes im Vergleich zur Gesamt-Biegesteifigkeit des Verbundträgers nicht signifikant ist.



Querschnitte flacher Deckenträger, die nicht Typ III zugeordnet werden und bei denen die lokale Biegesteifigkeit des Betongurtes im Vergleich zur Gesamt-Biegesteifigkeit des Verbundträgers signifikant ist.

Typ III



Querschnitte flacher Deckenträger, bei denen die lokale Biegesteifigkeit des Betongurtes im Vergleich zur Gesamt-Biegesteifigkeit des Verbundträgers signifikant ist, wobei gilt $h_a < 0,6 \cdot h$.

I.2 Statische Berechnung

I.2.1 Gesamttragwerksberechnung für Hochbauten

(1) Bei starr-plastischer Gesamttragwerksberechnung und Auftreten eines Fließgelenks in einem flachen Deckenträger muss dieser einen Querschnitt der Klasse 1 aufweisen. Darüber hinaus muss eine ausreichende Rotationskapazität im Fließgelenkbereich nachgewiesen werden.

ANMERKUNG Die Querschnittsklassifizierung ist ausschließlich auf die Stahlelemente anwendbar und stellt nicht die Rotationskapazität des Verbundprofils sicher.

(2) Wird der Nachweis nach (1) nicht geführt, sollten bei der Berechnung von Momenten für Durchlaufträger in ausgesteiften Tragwerken entsprechend den Anforderungen nach 7.4.4(4) die Steifigkeit über die Trägerlänge unter Berücksichtigung des nichtlinearen Baustoffverhaltens von Stahl und Beton sowie die Nachgiebigkeit der Schubverbinder, sofern signifikant, berücksichtigt werden.

- Bei Querschnitten vom Typ I (siehe Tabelle I.1) gilt die Bedingung für Klasse 2 nach 7.4.4(6) für alle Stahlsorten, für welche nachgewiesen werden kann, dass der Querschnitt die plastische Tragfähigkeit unter negativer und positiver Momententenbeanspruchung erreicht. In diesem Fall sollte die Zugbewehrung in Feldrichtung des Trägers den Anforderungen für Bewehrung der Klasse B nach EN 1992-1-1:2023, 5.2, entsprechen.
- Bei Querschnitten vom Typ II und Typ III (siehe Tabelle I.1) sollte die Momentenumlagerung nach EN 1992-1-1:2023, 7.3.2(3), bestimmt werden, wobei jedoch die Umlagerung nicht die in 7.4.4(6) für Querschnitte der Klasse 3 angegebenen Werte überschreiten sollte.

(3) Die mittragende Breite b_{eff} des Betongurtes für die Bestimmung der Auswirkungen von Einwirkungen darf nach 7.4.1.2 angesetzt werden.

I.2.2 Klassifizierung der Querschnitte flacher Deckenträger

(1) Für einen Druckgurt darf die Klasse 2 angenommen werden, wenn er mit Stahlbeton überdeckt ist und die Betondeckung über dem oberen Stahlgurt größer ist als 50 mm sowie als 1/6 der Gurtbreite ($b_f/6$), siehe Bild I.2a und Bild I.2d. Die Mindest-Betondeckung jeder Bewehrung sollte EN 1992-1-1:2023, 6.4, entsprechen.

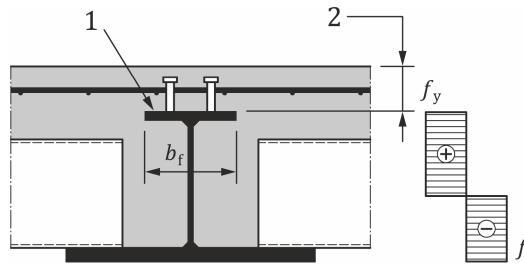
(2) Offene Querschnitte mit Kammerbeton zwischen einseitig gestützten Gurten und über die gesamte Breite des Überstands dürfen nach 7.5.3 klassifiziert werden. Ist das Profil auf beiden Seiten des Steges einbetoniert, darf für den Steg die Klasse 2 angenommen werden (siehe Bild I.2 b). Ist das Profil nur auf einer Seite einbetoniert und der Beton zwischen den Gurten mit dem Steg nach 7.5.3(2) verbunden, darf für den Steg die Klasse 2 angenommen werden.

(3) Bei Nichteinfüllung der Bedingungen für Kammerbeton nach (2) sollte die Klassifizierung der Querschnittselemente nach EN 1993-1-1:2022, Tabelle 7.3, erfolgen.

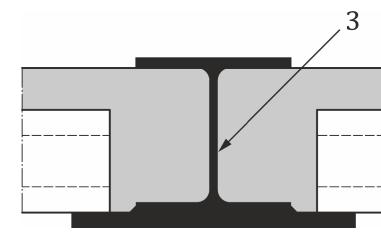
(4) Bei offenen Querschnitten unter negativer Biegebeanspruchung, bei denen der Druckgurt eine an den Gurt eines Walzprofils angeschweißte Platte einschließt (siehe Bild I.2 b), dürfen die Überstände des Walzprofils nach (2) klassifiziert werden. Die zweiseitig gestützten und die einseitig gestützten Plattenelemente sollten nach EN 1993-1-1:2022, Tabelle 7.3, klassifiziert werden.

(5) Bei nicht ausbetonierten geschlossenen Querschnitten [siehe Bild I.2 c] darf die Klassifizierung von Stegen, zweiseitig gestützten Gurtelelementen und einseitig gestützten Gurten nach EN 1993-1-1:2022, Tabelle 7.3, erfolgen.

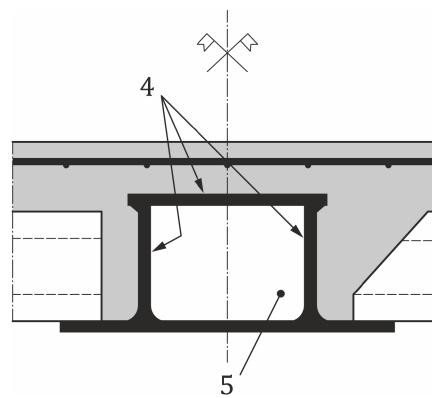
(6) Die einseitig gestützten Elemente ausbetonierter geschlossener Querschnitte (siehe Bild I.2 d) dürfen nach 7.5.3 klassifiziert werden.



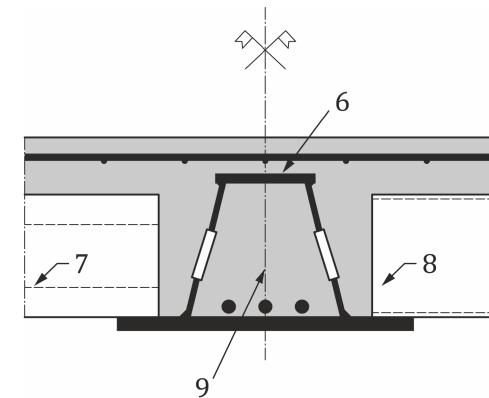
a) Beispiel für einen Druckgurt der Klasse 2
(positiv unter Druckbeanspruchung)



b) Beispiel für einen Steg der Klasse 2



c) Nicht ausbetonierter geschlossener Querschnitt



d) Ausbetonierter geschlossener Querschnitt

Legende

- 1 Druckgurt der Klasse 2
- 2 > 50 mm oder $b_f/6$
- 3 Steg der Klasse 2
- 4 Klassifizierung nach EN 1993-1-1:2022, Tabelle 7.3
- 5 nicht ausbetoniert
- 6 Gurt der Klasse 2 bei mit (1) übereinstimmender Betondeckung, andernfalls Klassifizierung nach Tabelle I.2
- 7 Hohlbauteil
- 8 Profilblech
- 9 ausbetoniert

Bild I.2 — Querschnittsklassifizierung von flachen Verbunddeckenträgern

(7) Die Stege ausbetonierter geschlossener Querschnitte dürfen nach Tabelle I.1 klassifiziert werden.

Tabelle I.2 — Klassifizierungsgrenzen für innenliegende Bauelemente mit ausbetonieren Querschnitten

Querschnittsklasse	Grenzwert
2	$c/t \leq 52 \varepsilon$
3	$c/t \leq 60 \varepsilon$

I.3 Grenzzustände der Tragfähigkeit

I.3.1 Biegetragfähigkeit

I.3.1.1 Allgemeines

(1) Die Regeln nach 8.2.1 oder, bei Berücksichtigung der Zugbewehrung zwischen den Gurten, nach 8.3.1 sollten angewendet werden, um die Biegetragfähigkeit unter Berücksichtigung der Auswirkung von Querbiegebeanspruchung und Torsionsauswirkungen nach I.3.1.2 bzw. I.3.1.3 zu berechnen.

I.3.1.2 Auswirkung von Querbiegebeanspruchung

(1) Lokale Auswirkungen auf den Querschnitt flacher Verbunddeckenträger (z. B. Querbiegebeanspruchung in der Stützplatte der Decke) muss bei der Bestimmung der Biegetragfähigkeit berücksichtigt werden.

(2) Die Interaktion zwischen Längsspannungen und Spannungen infolge Querbiegebeanspruchung im Untergurt oder der Stützplatte darf berücksichtigt werden, indem eine verringerte Streckgrenze $f_{y,red}$ für den Untergurt oder die Stützplatte verwendet wird:

$$f_{y,red} = f_y \left(\frac{\eta_m - \sqrt{\eta_m^2 - 16\eta_m + 16}}{2(\eta_m - 2)} \right) \quad (\text{I.1})$$

Dabei ist

η_m das Verhältnis $m_{ybt,Ed}/m_{ybt,Rd}$;

$m_{ybt,Ed}$ das größte Quermoment je Längeneinheit;

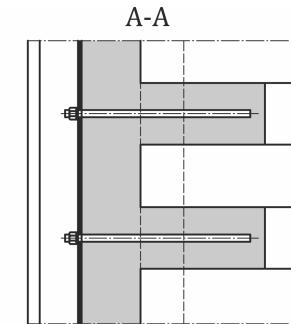
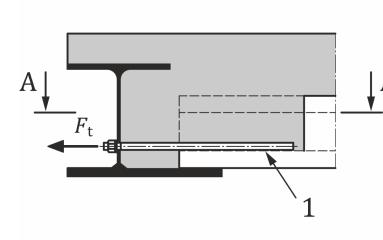
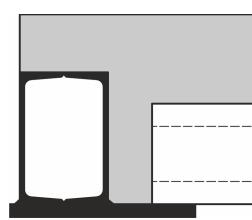
$m_{ybt,Rd}$ die Biegetragfähigkeit der Stützplatte, die als das 1,2-Fache der elastischen Tragfähigkeit angesetzt wird.

I.3.1.3 Torsionsauswirkungen

(1) Torsionsauswirkungen müssen bei der Bemessung von Randträgern berücksichtigt werden.

(2) Torsionstragfähigkeit und -steifigkeit sollten beispielsweise durch Torsionsverankerung vorgesehen werden (Bild I.3 b). Die Eignung der Verankerung sollte sichergestellt werden.

ANMERKUNG Andere als die in Bild I.3 b dargestellten Arten von Torsionsverankerung können ebenfalls verwendet werden.

**a) Träger mit geschlossenem Querschnitt****b) Torsionsverankerung eines Randträgers mit offenem Querschnitt****Legende**

1 Ankerschraube

Bild I.3 — Typische Beispiele für flache Querschnitte mit Eignung für Randträger**I.3.2 Tragfähigkeit unter vertikaler Schubbeanspruchung**

(1) Die plastische Tragfähigkeit unter vertikaler Schubbeanspruchung $V_{pl,Rd}$ eines flachen Verbunddeckenträgers vom Typ I (siehe Tabelle I.1) mit Vollprofilsteg darf als die nach EN 1993-1-1:2022, 8.2.6, oder nach 8.3.3(1) und (2) berechnete Tragfähigkeit $V_{pl,a,Rd}$ des Baustahlprofils angesetzt werden. Beim Beitrag des Betons zur Schubtragfähigkeit sollte die Notwendigkeit von Bügelbewehrung und/oder Kraftübertragung berücksichtigt werden.

(2) Bei der Tragfähigkeit bei vertikaler Schubbeanspruchung $V_{pl,Rd}$ eines flachen Verbunddeckenträgers vom Typ II und Typ III (siehe Tabelle I.1) sollte der mögliche Beitrag des Betons zur Schubtragfähigkeit nach (3) bis (5) berücksichtigt werden.

(3) Der Beitrag des Betons zur Schubtragfähigkeit bei Querschnitten vom Typ II und Typ III sollte nach EN 1992-1-1 berücksichtigt werden und darf nach 8.3.3 unter Berücksichtigung der Notwendigkeit von Bügelbewehrung und/oder Kraftübertragung berechnet werden. Bei der Bestimmung des Bemessungswertes der Schubtragfähigkeit einer Betonplatte nach EN 1992-1-1:2023, 8.2, darf die Breite b_w wie folgt bestimmt werden:

$$b_w = b_0 + 7 \cdot d \quad (\text{I.2})$$

Dabei ist

b₀ die Breite der unteren Platte des Stahlprofils;

d der Abstand zwischen den Schwerpunkten der Zugbewehrung einer Deckenplatte und der Randfaser des druckbeanspruchten Betons.

ANMERKUNG Bei der Bestimmung der vertikalen Schubtragfähigkeit des Betonanteils nach EN 1992-1-1 kann die innere Kragarmlänge z als die Kragarmlänge zwischen dem Schwerpunkt der Längsbewehrung der Decke parallel zur Trägerachse und dem Schwerpunkt der Betondruckzone bestimmt werden.

(4) Zur Verhinderung von Versagen der Betonplatte infolge von Durchstanzen oder vertikaler Schubbeanspruchung bei flachen Deckenträgern vom Typ II und Typ III, bei denen die Hauptlastübertragung am Auflager über Stahlanschlüsse erfolgt, sollte, sofern keine erweiterten Berechnungsverfahren angewendet werden, die gesamte vertikale Schublast bei Typ II als zu mindestens 60 % durch die Betonplatte übertragen und bei Typ III als zu 100 % durch die Betonplatte übertragen betrachtet werden. Die gesamte vertikale Schublast sollte die Tragfähigkeit $V_{pl,a,Rd}$ des Baustahlprofils nicht überschreiten.

ANMERKUNG Für flache Verbunddeckenquerschnitte vom Typ III sind spezifische Regeln für die Verteilung vertikaler Schubkräfte in CEN/TS 1994-1-102 angegeben.

(5) Wenn die Lastübertragung am Auflager teilweise direkt in die Betonplatte erfolgt und nach EN 1992-1-1 nachgewiesen wird, darf die anhand der Schubtragfähigkeit $V_{pl,a,Rd}$ des Baustahlprofils nachgewiesene vertikale Schublast entsprechend verringert werden.

(6) Der Nachweis der Tragfähigkeit eines flachen Verbunddeckenträgers bei Biegebeanspruchung und vertikaler Schubbeanspruchung sollte nach 8.2.2.5 oder 8.3.4 geführt werden.

I.3.3 Verdübelung

I.3.3.1 Allgemeines

(1) Beispiele für typische Verdübelungen für flache Deckenträger sind in Bild I.4 angegeben.

(2) Die Tragfähigkeit von Kopfbolzen sollte nach 8.6 berechnet werden.

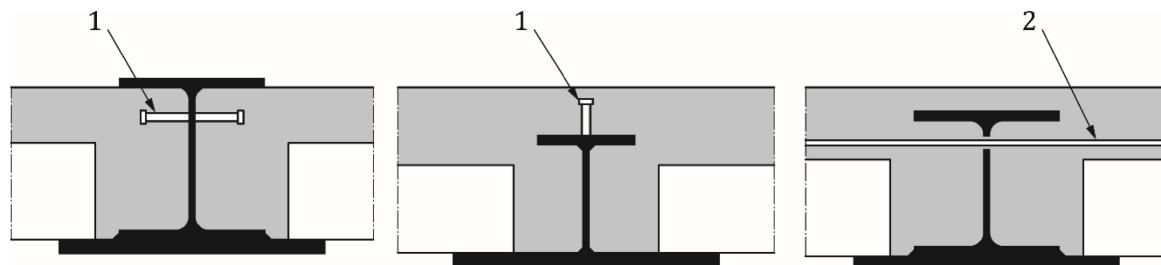
ANMERKUNG Für die links in Bild I.4 dargestellte Situation, in der horizontale Kopfbolzendübel auf dem Steg nicht über die Gurte hinaus reichen, ist die Berücksichtigung von Spaltkräften nicht notwendig.

(3) Die Tragfähigkeit der Querstäbe sollte nach I.3.3.3 berechnet werden.

(4) Anforderungen für die Bestimmung der Längsschubkräfte und die Anordnungen der Schubverbinder sind in 8.6 angegeben.

I.3.3.2 Teilweise Verdübelung

(1) Teilweise Verdübelung darf nach 8.6.3 verwendet werden, wenn alle Bedingungen nach 8.6.3 erfüllt sind.



Legende

- 1 Kopfbolzen
- 2 Querstab des Betonstahls

Bild I.4 — Beispiele für typische Schubverbinder für flache Verbunddeckenträger

(2) Anwendungsgrenzen für teilweise Verdübelung sind in 8.6.3.2 und 8.6.3.3 angegeben. Bei Stahlprofilen vom Typ I und Typ II, deren Untergurtfläche größer ist als das 3-Fache der Obergurtfläche, sollte das Verhältnis $\eta = n/n_f$ die folgende Bedingung erfüllen:

$$\begin{aligned} \text{für } L \leq 18 \text{ m: } \eta &\geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (0,30 - 0,015 L_e), \eta \geq 0,5 \\ \text{für } L > 18 \text{ m: } \eta &= 1 \end{aligned} \quad (\text{I.3})$$

ANMERKUNG Bei Hybridstahlprofilen (Stahlprofile aus unterschiedlichen Stahlsorten) ist der Wert f_y der höchsten Stahlsorte zu verwenden.

(2) Alternativ dazu darf das Verformungsvermögen des Schubverbinder durch erweiterte Berechnung nach 8.6.2 oder durch Versuche nachgewiesen werden.

I.3.3.3 Querstäbe des Betonstahls

(1) Querstäbe des Betonstahls der Klasse B oder Klasse C (siehe EN 1992-1-1:2023, Tabelle C.2), die als Schubverbinder dienen, sollten einen Durchmesser von mindestens 12 mm und höchstens 20 mm aufweisen. Sofern keine Ergebnisse von Abscherversuchen vorliegen, sollten die Schubverbinder der Duktilitätskategorie D1 zugeordnet werden.

ANMERKUNG Die Einstufung des Schubverbinder in die Duktilitätskategorie kann entsprechend den Anforderungen nach Tabelle 5.1 erfolgen.

(2) Die Achsabstände der Querstäbe sollten nicht kleiner sein als 125 mm.

(3) Die Bemessungstragfähigkeit je Schubebene P_{Rd} eines Querstabs sollte als dessen plastische Schubtragfähigkeit angesetzt werden:

$$P_{Rd} = \frac{\pi \phi^2}{4} f_{sk} \frac{1}{\sqrt{3} \gamma_V} \quad (\text{I.4})$$

Dabei ist

ϕ der Durchmesser des Querstabs;

f_{sk} die Streckgrenze des Querstabs;

γ_V der Teilsicherheitsbeiwert – siehe 4.4.1.2(5).

(4) Als Alternative zu (3) darf die Bemessungstragfähigkeit durch Versuche (nach Anhang B) oder ein erweitertes Verfahren ermittelt werden.

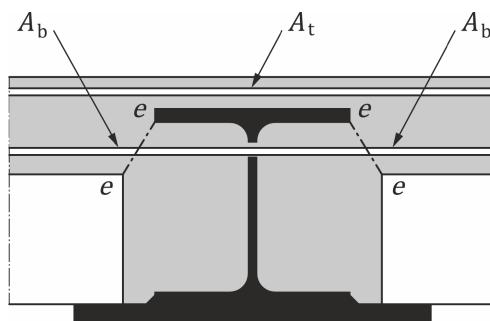
(5) Querstäbe, die als Schubverbinder nach (3) einwirken, dürfen nicht zur Rissbreitenbegrenzung oder als Plattenbewehrung, z. B. zur Übertragung negativer Momente, verwendet werden. Sie dürfen zur Aufnahme von Längsschubbeanspruchung im Verbundträger verwendet werden.

ANMERKUNG Zusätzliche Bewehrung über dem Obergurt des Stahlprofils kann zur Rissbreitenbegrenzung oder als Schubbewehrung erforderlich sein, siehe Bewehrungsfläche A_t in Bild I.5.

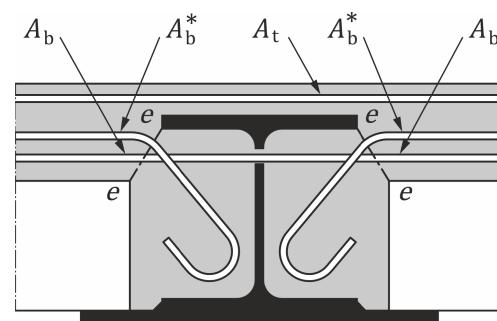
(6) Der Durchmesser von Stegöffnungen zur Durchführung der Querstäbe sollte mindestens dem zweifachen Durchmesser der Querstäbe entsprechen.

(7) Querstäbe sollten über potenzielle Schubversagensflächen hinaus angemessen in der Betonplatte verankert werden, wie in Bild 8.22 und Bild I.5 dieses Dokuments dargestellt.

(8) Die Längsschubbeanspruchung in auf flachen Verbunddeckenträgern aufgelagerten Betonplatten sollte nach 8.6.11 nachgewiesen werden. Zusätzlich zu den potenziellen Schubversagensflächen nach Bild 8.22 sollte die in Bild I.5 dargestellte Schubebene e-e nachgewiesen werden.



a) Querstab, A_b quer zur Versagensebene



b) Schubbewehrung, $A_b + A_b^*$ quer zur Versagensebene

Bild I.5 — Zusätzliche potenzielle Schubversagensflächen

I.4 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

(1) Zusätzlich zu Abschnitt 9 sollte die Spannung an jedem Punkt des Stahlprofils bei der charakteristischen Lastkombination unter Berücksichtigung der Auswirkungen von Querbiegebeanspruchung die Streckgrenze des Baustoffs nicht überschreiten.

(2) Die Verformung von flachen Verbunddeckenträgern vom Typ I (siehe Tabelle I.1) darf nach 9.3.1 bestimmt werden.

ANMERKUNG Das Verfahren mit Elastizitätsmodulverhältnis kann zur Bestimmung der zeitabhängigen Querschnittsflächenmomente ähnlich wie bei teilweise einbetonierte Verbundträgern angewendet werden, wobei die Auswirkungen der Rissbildung des Betons zu berücksichtigen sind.

(3) Bei flachen Einfeldverbundträgern in Deckenplatten vom Typ II und Typ III (siehe Tabelle I.1) sollte die Biegesteifigkeit der Betonplatte bei der Bestimmung der Verformung berücksichtigt werden. Dabei sollte der Einfluss der Rissbildung des Betons auf die Biegesteifigkeit berücksichtigt werden.

Erfolgt keine detailliertere Berechnung, darf das Flächenträgheitsmoment für den Querschnitt flacher Verbunddeckenträger wie nach Gleichung (I.5) unter Einbeziehung der mittragenden Breite der biegebeanspruchten Betonplatte für flache Verbunddeckenträger berücksichtigt werden, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Spannweite des flachen Verbunddeckenträgers: $4,0 \text{ m} \leq L \leq 9,0 \text{ m}$;
- Betonplattenbreite: $2,0 \text{ m} \leq b_c \leq 8,0 \text{ m}$;
- Betonplattendicke: $16 \text{ cm} \leq h_c \leq 34 \text{ cm}$; und
- Bewehrungsgrad der Platte für jede obere und untere Lage: $0 \leq a_s \leq 18 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$I_{i,\text{eff},L} = I_a + \alpha_c \cdot (I_{c,L} + S_{i,L} \cdot a_{St}) \quad (\text{I.5})$$

Dabei ist

$$\alpha_c = \alpha_V \cdot \alpha_{\text{Mat}} \cdot \alpha_{\text{QS}} \cdot \alpha_M \quad (\text{I.6})$$

für Typ II: $\alpha_V = 0,4$

$$\alpha_{\text{QS}} = \left(\frac{A_{s,u} + A_a}{A_{l,0}} \right)^{0,17} \cdot \left(\frac{I_{c,0}}{I_{l,0}} \right)^{3,18} \cdot \left(\frac{a_{st}}{h_c} \right)^{-1,27} \cdot \left(\frac{b_c}{L} \right)^{-0,56} \quad (\text{I.7})$$

für Typ III: $\alpha_V = 3,7$

$$\alpha_{\text{QS}} = \left(\frac{A_{s,u} + A_a}{A_{l,0}} \right)^{0,92} \cdot \left(\frac{I_{c,0}}{I_{l,0}} \right)^{3,59} \cdot \left(\frac{a_{st}}{h_c} \right)^{-1,59} \cdot \left(\frac{b_c}{L} \right)^{-0,92} \quad (\text{I.8})$$

für Typ II und Typ III:

$$\alpha_{\text{Mat}} = \left(\frac{f_{ct,k}}{f_{ct,0}} \right)^{-0,26} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{c,0}} \right)^{-0,48} \cdot \left(\frac{f_{yk}}{f_{y,0}} \right)^{0,29} \quad (\text{I.9})$$

$$\alpha_M = \left(\frac{M_{\text{crack}}}{M_{Ek}} \right)^{1,22} \quad (\text{I.10})$$

Dabei ist

- f_{ck} der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit;
- $f_{c,0}$ der Bezugswert für f_{ck} (30 N/mm^2);
- $f_{ct,k}$ der charakteristische Wert der Betonzugfestigkeit;
- $f_{ct,0}$ der Bezugswert für $f_{ct,k}$ ($1,0 \text{ N/mm}^2$);
- f_{yk} der charakteristische Wert der Streckgrenze von Baustahl;
- $f_{y,0}$ der Bezugswert für f_{yk} (355 N/mm^2);
- $A_{s,u}$ die Bewehrungsfläche in der Zugzone;
- A_a die Querschnittsfläche des Baustahlprofils;
- L der Index nach 7.4.2.2(2);
- $A_{l,L}$ die zeitabhängige Querschnittsfläche des Verbundprofils unter Berücksichtigung des Elastizitätsmodulverhältnisses;
- $I_{c,L}$ das zeitabhängige Flächenträgheitsmoment des Betonprofils mit der Breite b_c unter Berücksichtigung des Elastizitätsmodulverhältnisses;
- $I_{l,L}$ das zeitabhängige Flächenträgheitsmoment des Betonprofils unter Berücksichtigung des Elastizitätsmodulverhältnisses;

- $S_{i,L}$ das zeitabhängige statische Moment des Verbundprofils unter Berücksichtigung des Elastizitätsmodulverhältnisses;
- a_{st} der Abstand zwischen den Schwerpunkten des Beton- und des Stahlprofils;
- h_c die Höhe der Betonplatte;
- b_c die gesamte geometrische Breite des Betonprofils;
- L die Trägerlänge;
- M_{crack} das Moment bei Rissauslösung unter Zugbeanspruchung, d. h. das elastische Biegemoment des Verbundprofils bei Erreichen von $f_{ct,k}$ an der Betonzugfaser unter Berücksichtigung des Flächenträgheitsmoments $I_{i,0}$ bei Kurzzeit-Belastung;
- M_{Ek} der charakteristische Gesamtwert des Moments im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Anhang J
(informativ)**Sonstige Arten von Decken mit vorgefertigten Betonplatten in Hochbauten****J.1 Anwendungsbereich**

(1) Dieser Anhang enthält zusätzliche Regeln für die Verwendung von vorgefertigten Betonplatten in Verbundträgern. Sofern in diesem Anhang nicht anders festgelegt, gelten auch alle anderen Teile dieser Norm.

(2) Typische Querschnittsarten sind in Bild J.1 dargestellt, entweder mit Hohlplatte, Hohlplatten-Verbunddecke oder Vollplatten-Verbunddecke. Die Regeln dürfen ebenfalls auf Träger mit vorgefertigten Vollbetonplatten angewendet werden.

(3) Der Anwendungsbereich der Regeln für Verbundträger mit vorgefertigten Platten ist begrenzt auf Stahlbauteile mit konstantem doppelt symmetrischem oder einfach symmetrischem Querschnitt. Die Stahlbauteile dürfen warmgewalzt, kaltgeformt oder aus geschweißten Platten geformt sein.

(4) Die Regeln sind begrenzt auf als Einfeldträger bemessene Träger in Hochbauten.

(5) Die Regeln sind begrenzt auf Platten mit Normalbeton der Klassen C20/25 bis C60/75.

(6) Die Regeln sind begrenzt auf nach EN 1168 hergestellte vorgefertigte Beton-Hohlplatten sowie Vollplatten-Verbunddecken mit oder ohne Gitterträger nach EN 13747.

(7) Die Bemessung der Betonplatte, einschließlich der Auswirkung jeglicher Interaktion zwischen Platte und Träger auf die Bemessung des Betons, liegt außerhalb des Anwendungsbereichs dieses Anhangs.

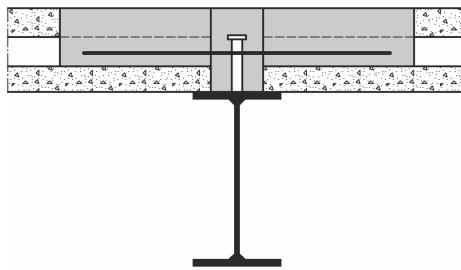
ANMERKUNG 1 Die Nachgiebigkeit der Lagerung, die der Träger den vorgefertigten Betonplatten bietet, kann die Tragfähigkeit der Platten beeinflussen. Für vorgefertigte Beton-Hohlplatten siehe EN 1168.

ANMERKUNG 2 Verbundwirkung mit dem Stahlträger führt zu Spannungen in den vorgefertigten Platten.

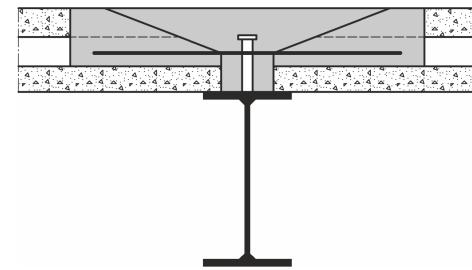
ANMERKUNG 3 Abweichungen in Anordnung und Maßen des Stahlträgers können die Auflagerlänge der vorgefertigten Platten beeinflussen.

(8) Die Regeln sind begrenzt auf Träger unter reiner statischer Belastung.

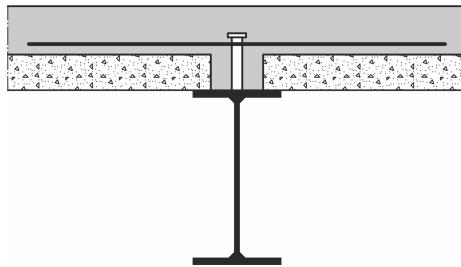
(9) Die Regeln decken die Bemessung des Trägers im Endzustand der Verbundwirkung ab. Die Bemessung für die Bauausführungsphase, einschließlich Berücksichtigung jeglicher Torsionslasten infolge der Bauabfolge, sollte nach EN 1993-1-1 erfolgen.



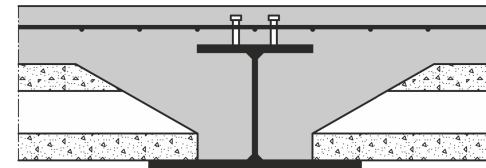
a) Verbundträger mit Hohlplatten mit quadratischen Enden am ausbetonierten Hohlprofil



b) Verbundträger mit Hohlplatten mit angefassten Enden am ausbetonierten Hohlprofil



c) Verbundträger mit Vollplatten-Verbunddecken



d) Flache Verbunddeckenträger

Bild J.1 — Typische Querschnitte von Verbundträgern mit vorgefertigten Platten

J.2 Baustoffe

J.2.1 Vorgefertigte Betonplatten in Hochbauten

(1) Eigenschaften sollten unter Bezugnahme auf EN 1168 und EN 13747 ermittelt werden.

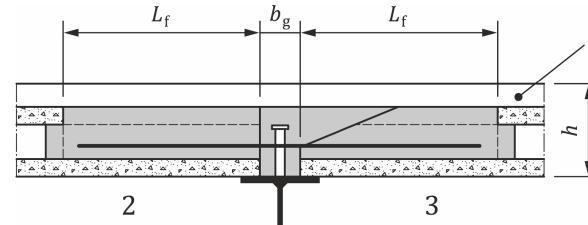
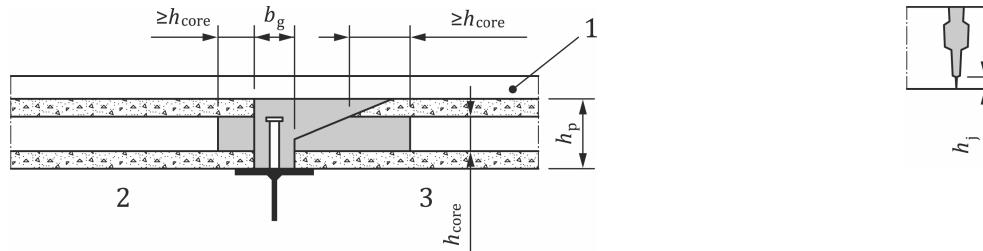
J.3 Statische Berechnung

J.3.1 Mittragende Breite von Gurten mit vorgefertigten Betonplatten

(1) Bei Hohlplattendecken oder Hohlplatten-Verbunddecken sollten die Oberseiten jeder zweiten Hohlplatte einer Einheit herausgebrochen und die Hohlplatte mit Ortbeton ausbetoniert werden. In die Betonverfüllung sollte Querbewehrung eingebunden sein, die sich bis zum Ende der Verfüllungslänge erstrecken sollte. Die mittragende Breite des Gurtes darf nach 7.4.1.2 bestimmt werden, wobei jedoch ihr Wert für den ULS nicht größer angesetzt werden sollte als die Summe der Spaltbreiten zwischen den Deckenplatten (b_g) und die Verfüllungslängen (L_f) auf beiden Seiten des Trägers (siehe Bild J.2). Die Höhe des Betongurtes sollte nur die Höhe des Anschlusses einschließen, an dem Druckübertragung möglich ist [diese Höhe ist das Maß ($h - h_j$) in Bild J.3].

(2) Bei Hohlplattendecken darf die mittragende Breite des Gurtes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach 7.4.1.2 bestimmt werden.

(3) Bei Vollplatten-Verbunddecken darf die mittragende Breite des Gurtes nach 7.4.1.2 bestimmt werden. Die Höhe des Betongurtes sollte nur die Höhe des Anschlusses einschließen, an dem Druckübertragung möglich ist [diese Höhe ist das Maß ($h - h_j$) in Bild J.3].

**a) Querschnitt bei ausbetoniertem Hohlkern****b) Querschnitt bei nicht ausbetoniertem Hohlkern****c) Längsfuge zwischen Hohlplattendecken****Legende**

- 1 Aufbeton bei Verwendung von Hohlplatten-Verbunddecken
- 2 quadratisches Ende
- 3 angefastes Ende

Bild J.2 — Typische Querschnitte von Verbundträgern mit vorgefertigten Hohlplattendecken mit Darstellung eines ausbetonierten Hohlkerns mit eingebundener Querbewehrung und eines nicht ausbetonierten Hohlkerns

J.4 Grenzzustände der Tragfähigkeit

(1) Nachweise für Verbundträger mit vorgefertigten Betonplatten sollten geführt werden für:

- Momententragsfähigkeit kritischer Querschnitte (siehe 8.2 und 8.3);
- Tragfähigkeit bei Biegedrillknicken (siehe 8.4);
- Tragfähigkeit bei Querkräften auf Stegen (siehe 8.5);
- Tragfähigkeit bei Längsschubkraft (siehe 8.6).

(2) Bei Hohlplatten-Verbunddecken oder Vollplatten-Verbunddecken sollte der vor Ort hergestellte Aufbeton eine Mindestdicke von 40 mm aufweisen.

(3) Die Festigkeit der Betonplatte sollte als die Festigkeit des Ortbetons für die Verfüllung angesetzt werden.

J.5 Bemessungsstragfähigkeit von Schubverbindern in vorgefertigten Deckenplatten in Hochbauten

J.5.1 Allgemeines

(1) Die Verdübelung sollte den Anforderungen nach 8.6.1 entsprechen.

(2) Die Bemessungsstragfähigkeit von Kopfbolzendübeln sollte nach J.5.2 oder J.5.3 bestimmt werden. Sind die Mindestmaße nach J.5.2 oder J.5.3 nicht erfüllt, sollten der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit und der charakteristische Wert des Verformungsvermögens der Kopfbolzen anhand spezifischer Versuche nach J.8 beurteilt werden.

(3) Bei Schubverbindern in Form von nicht vorgespannten Schrauben sollte die Bemessungstragfähigkeit nach J.5.4 bestimmt werden. Sind die Anforderungen nach J.5.2 oder J.5.3 nicht erfüllt, sollten der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit und der charakteristische Wert des Verformungsvermögens der Schubverbinder anhand spezifischer Versuche nach J.8 beurteilt werden.

(4) Bei anderen Schubverbindern als Kopfbolzen oder nicht vorgespannten Schrauben sollten die Bemessungstragfähigkeit und der charakteristische Wert des Verformungsvermögens anhand spezifischer Versuche nach J.8 beurteilt werden.

(5) Der Spalt zwischen den vorgefertigten Platten sollte ausreichend Raum für die Verdichtung des Betons neben den Schubverbinder bieten. Die Spaltbreite im Ausführungszustand sollte nicht kleiner sein als der Bolzendurchmesser zuzüglich der zweifachen Korngröße (D_{upper}) plus 5 mm. Bei Verwendung von Schubverbinder mit 19 mm Durchmesser darf eine Spaltbreite von mindestens 65 mm verwendet werden, wenn die Bolzen vor den Platten eingebaut werden. Die Nennspaltbreite sollte einen Zuschlag für Abweichungen bei der Bauausführung einschließen.

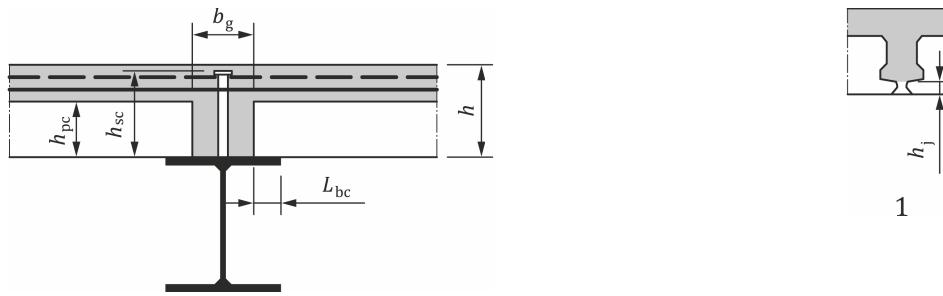
(6) Die Spaltbreite zwischen den vorgefertigten Platten sollte ausreichend Raum für den Einbau der Schubverbinder bieten, wenn dieser nach dem Platteneinbau erfolgt. Diese Werte sollten um einen Zuschlag für Abweichungen bei der Bauausführung erhöht werden.

J.5.2 Kopfbolzen in Vollplatten-Verbunddecken

(1) Die Nenndicke der vorgefertigten Deckenelemente h_{pc} sollte nicht größer sein als 100 mm und die Querbewehrungsstäbe sollten nach 8.6.10.1(1) angeordnet werden.

(2) Der Schaftdurchmesser der Kopfbolzen d sollte nicht kleiner als 16 mm und nicht größer als 25 mm sein. Die Bolzen sollten nach 8.6.10.7 vorgesehen werden.

(3) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln sollte als die Tragfähigkeit in einer Vollbetonplatte angesetzt werden, siehe 8.6.8.1. Die Einstufung in Duktilitätskategorie D2 darf nach Tabelle 5.1 angenommen werden.



Legende

1 Längsfuge zwischen vorgefertigten Deckenplatten

Bild J.3 — Maße für die bauliche Durchbildung bei Vollplatten-Verbunddecken

J.5.3 Kopfbolzen in vorgefertigten Hohlplatten

- (1) Die Nenndicke der Hohlplatte abzüglich des Aufbetons h_{pc} sollte nicht größer sein als 265 mm.
- (2) Die Enden der Hohlplatte dürfen quadratisch oder angefast sein. Bei Hohlplatten mit angefasten Enden sollte die Höhe der Fase a_h nicht größer als 85 mm und die Breite der Fase a_b nicht größer als 235 mm sein (siehe Bild J.4).
- (3) Der Schaftdurchmesser des Kopfbolzens d sollte nicht kleiner als 19 mm oder größer als 22 mm sein. Die Kopfbolzendübel sollten nach 8.6.10.7 vorgesehen werden. Wenn der Durchmesser der Querbewehrung mindestens 12 mm beträgt, darf für den Schubverbinder die Duktilitätskategorie D2 nach Tabelle 5.1 angenommen werden.
- (4) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln sollte als die nach 8.6.8.1 berechnete Tragfähigkeit in einer Vollbetonplatte angesetzt werden, multipliziert mit dem Abminderungsfaktor k , der gegeben ist durch:

$$k = \beta_h \varepsilon_h \leq 1,0 \quad (\text{J.1})$$

mit

$$\beta_h = \frac{b_g + 70}{140} \text{ für } 70 \geq b_g \geq 50 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_h = \frac{\phi + 20}{40} \text{ für } 20 \geq \phi \geq 8 \text{ mm}$$

Dabei ist b_g der Nennabstand zwischen den Enden von Hohlplatten (mm) und ϕ der Durchmesser der Querbewehrungsstäbe (mm).

- (5) Offene Hohlbauteile sollten für die Aufnahme von Querbewehrungsstäben vorgesehen werden, welche unter den Bolzenköpfen nach 8.6.10.1 angeordnet werden sollten (siehe Bild J.5).

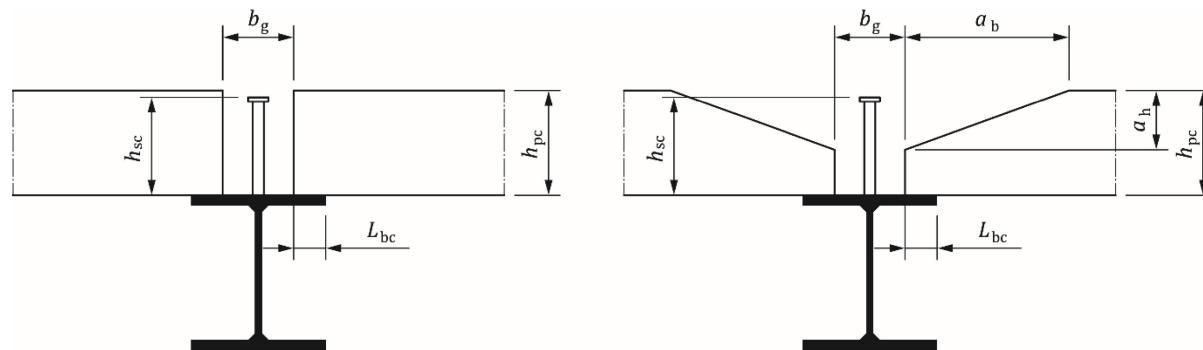
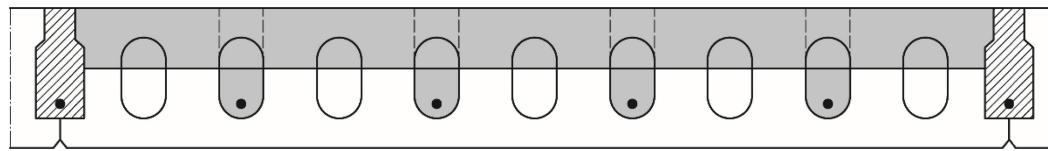
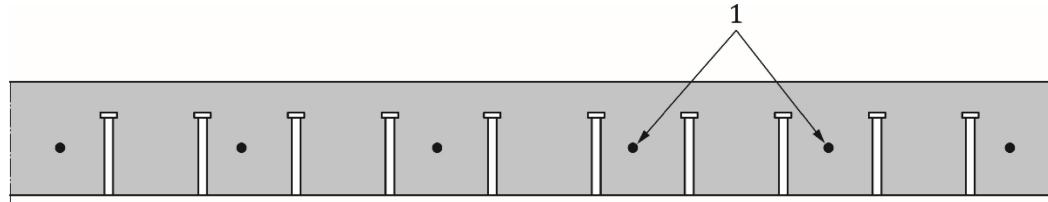


Bild J.4 — Maße für die bauliche Durchbildung bei vorgefertigten Hohlplatten



a) Längsschnitt ausbetonierter Hohlbauteile mit eingebundener Querbewehrung und Hohlplatten mit angefasten Enden



b) Längsschnitt von Schubverbbindern

Legende

1 Querbewehrung

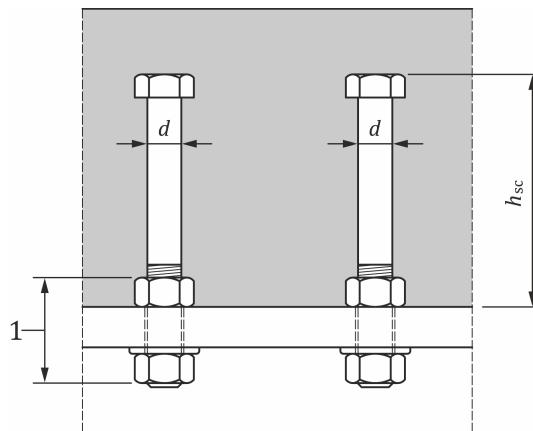
Bild J.5 — Längsmaße für vorgefertigte Hohlplatten

J.5.4 Nicht vorgespannte Schrauben

J.5.4.1 Allgemeines

(1) Nicht vorgespannte Schrauben mit eingebundenen Muttern in Schraubenlöchern mit Nennweiten, die nicht größer sind als bei gewöhnlichen Löchern nach EN 1090-2, dürfen als Schubverbinder verwendet werden (siehe Bild J.6).

(2) Schrauben entsprechend den Anforderungen nach EN 14399 (alle Teile) dürfen verwendet werden, sofern jegliche Vorspannung nur innerhalb der Wirklänge zwischen eingebundener und äußerer Mutter aufgebracht wird (siehe Bild J.6) und die Vorspannkraft innerhalb der Wirklänge nicht größer ist als $F_{p,C}$ nach FprEN 1993-1-8:2023, 5.9.1.



Legende

1 Wirklänge

Bild J.6 — Maße von Verdübelung mit nicht vorgespannten Schrauben

(3) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit und der charakteristische Wert des Verformungsvermögens nach J.5.4.2 und J.5.4.3 gelten für Schraubendurchmesser von mindestens 12 mm und höchstens 24 mm, Klasse 8.8 oder 10.9, nach EN 1993-1-8, mit einer oder zwei eingebundenen Muttern.

(4) Der Abstand zwischen nicht vorgespannten Schrauben in Richtung der Schubkraft sollte 8.6.10.7(4) entsprechen. Der Abstand in Richtung quer zur Schubkraft sollte nicht kleiner als $5d$ sein.

(5) Schubverbinder auf der Grundlage nicht vorgespannter Schrauben mit eingebundenen Muttern in Schraubenlöchern können der Duktilitätskategorie D2 zugeordnet werden, wenn das Verformungsvermögen δ_{uk} nach Gleichung (J.6) mindestens 6 mm beträgt.

J.5.4.2 Bemessungswert der Schubtragfähigkeit

(1) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit einer nicht vorgespannten Schraube darf angesetzt werden als der kleinere Wert von:

$$P_{b,Rd} = \frac{\alpha_b A_s f_{ub}}{\gamma_v} \quad (J.2)$$

oder

$$P_{c,Rd} = \frac{55 \alpha_c d^{1,9} \left(f_{ck} \frac{h_{sc}}{d} \right)^{0,4} + 22\,000}{\gamma_v} \quad (J.3)$$

mit:

$$\alpha_b = 0,6 \left(\frac{34}{d} \right)^{0,23} \quad (J.4)$$

$$\alpha_c = \frac{22,5}{d + 3} \leq 1,0 \quad (J.5)$$

Dabei ist

- $P_{b,Rd}$ der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit auf der Grundlage von Schraubenversagen, in N;
- $P_{c,Rd}$ der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit auf der Grundlage von Betonversagen, in N;
- d der Schraubendurchmesser, in mm, $12 \text{ mm} \leq d \leq 24 \text{ mm}$;
- A_s die Zugspannungsfläche der Schraube, in mm^2 ;
- h_{sc} die Gesamt-Nennhöhe der Schraube oberhalb des Gurtes, in mm;
- f_{ub} die Zugfestigkeit, in N/mm^2 ;
- f_{ck} der charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons, in N/mm^2 , der vor Ort um den Schubverbinder hergestellt wird;
- γ_v der Teilsicherheitsbeiwert nach 4.4.1.2(5).

J.5.4.3 Verformungsvermögen

(1) Der charakteristische Wert des Verformungsvermögens (mm) für nicht vorgespannte Schrauben darf wie folgt bestimmt werden:

$$\delta_{uk} = 0,56 \cdot e^{2,45 \cdot P_{b,Rd}/P_{c,Rd}} \quad (\text{J.6})$$

J.6 Längsschubbeanspruchung in vorgefertigten Betonplatten

(1) Der Bemessungswert der Längsschubbeanspruchung und die Schubtragfähigkeit sollten nach 8.6.11 bestimmt werden. In Bild J.7 sind potenzielle Schubversagensflächen dargestellt.

(2) Bei vorgefertigten Betondecken mit Hohlplatten oder Hohlplatten-Verbunddecken sollte die Querbewehrung in jedem offenen Hohlbauteil und zwischen benachbarten Einheiten angeordnet werden, sofern für die Einhaltung des Mindest-Stababstands erforderlich. Der Achsabstand der Bewehrungsstäbe sollte nicht größer sein als der zweifache Abstand der Aussparungen (siehe Bild J.5). Die Querbewehrung sollte nach 8.6.11 vorgesehen und vollständig verankert werden, wobei die Länge der Betonverfüllung L_f nicht kleiner ist als 500 mm (siehe Bild J.2). Enden von Hohlkernen ohne Querbewehrungsstäbe sollten bis zu einem Nennabstand mit Beton verfüllt werden, der mindestens der Höhe der Hohlkerne h_{core} entspricht (siehe Bild J.2).

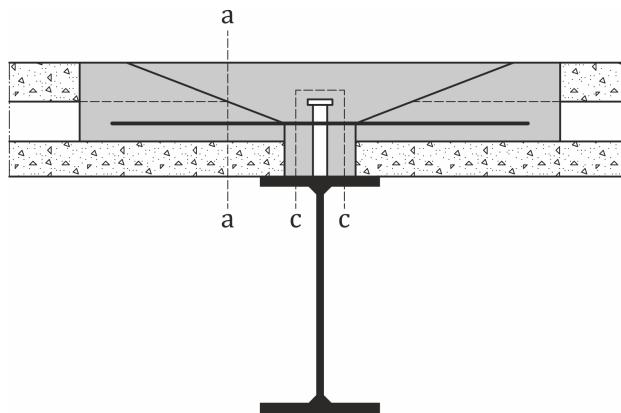


Bild J.7 — Typische potenzielle Schubversagensflächen bei Verwendung vorgefertigter Platten

J.7 Bauliche Durchbildung der vorgefertigten Platten

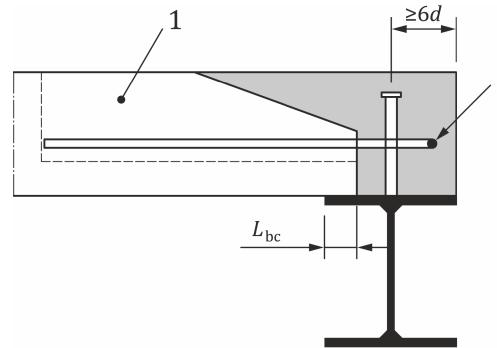
J.7.1 Auflageranordnungen

(1) Die vorgefertigten Deckenelemente dürfen als gelenkig gelagert bemessen werden. Die Bemessung und die bauliche Durchbildung der Verbindung zwischen gegenüberliegenden Bauelementen an einem Auflager sollten dementsprechend erfolgen.

(2) Die Auflagerlänge sollte die ordnungsgemäße Anordnung der vorgefertigten Bauelemente unter Berücksichtigung von Abweichungen in der Geometrie der vorgefertigten Bauelemente und der abstützenden Stahlträger ermöglichen. Die in Bild J.3, Bild J.4 und Bild J.5 angegebene Nenn-Auflagerlänge L_{bc} sollte nicht kleiner als 55 mm sein.

J.7.2 Randträger

(1) Die Anforderungen für lokale Bewehrung nach 8.6.10.3 sollten erfüllt sein. Bei vorgefertigten Decken mit Hohlplatten sollte die lokale Bewehrung nach Bild J.8 angeordnet werden.

**Legende**

- 1 ausbetonierte Hohlbauteil
2 Schlaufenbewehrung

Bild J.8 — Bauliche Durchbildung lokaler Bewehrung für Hohlplatten an Randträgern

J.8 Versuche an Schubverbindern

J.8.1 Spezifische Abscherversuche für Kopfbolzen in Hohlplatten oder Hohlplatten-Verbunddecken mit konstanter Dicke

(1) Dieser Unterabschnitt enthält Regeln, die jene nach Anhang B für Versuche an Kopfbolzen in Hohlplatten oder Hohlplatten-Verbunddecken mit konstanter Dicke ergänzen.

(2) Spezifische Abscherversuche sollten mit Platten und Bewehrungen durchgeführt werden, die im Vergleich zu den Trägern, für die der Versuch ausgelegt ist, geeignet dimensioniert sind. Insbesondere gilt:

- die Breite b_e jedes Hohlbauteils sollte sich auf den Längsabstand der Schubverbinder s im Träger beziehen (siehe z. B. Bild J.5);
- die Längen der Hohlbauteile sollten so gewählt werden, dass die Probekörperbreite b_c gleich dem Nennabstand zwischen den Enden der Hohlbauteile zuzüglich der Länge L_f der Ortbetonverfüllung auf beiden Seiten des Trägers ist;
- die Dicke h jedes vorgefertigten Bauelements sollte nicht größer sein als die Mindestdicke der Platte im Träger, für den der Versuch ausgelegt ist;
- der Durchmesser der Querbewehrungsstäbe ϕ und deren Abstand s_f sollten gleich jenen im Träger sein;
- bei angefassten Enden von Hohlbauteilen sollten die die Breite und Höhe der Fase a_b bzw. a_h sein.

Literaturhinweise

Verweisungen in Empfehlungen (d. h. „sollte“-Sätze)

Die folgenden Dokumente werden im Text in solcher Weise in Bezug genommen, dass einige Teile davon oder ihr gesamter Inhalt nachdrücklich empfohlene Entscheidungen oder Verfahrensweisen nach diesem Dokument darstellen. In Abhängigkeit von nationalen Regeln und/oder relevanten Vertragsbestimmungen können alternative Lösungen verwendet/angenommen werden, wenn sie technisch gerechtfertigt sind. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

EN 1090-1, *Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 1: Konformitätsnachweisverfahren für tragende Bauteile*

EN 1090-2, *Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken*

EN 1090-4, *Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 4: Technische Anforderungen an tragende, kaltgeformte Bauelemente aus Stahl und tragende, kaltgeformte Bauteile für Dach-, Decken-, Boden- und Wandanwendungen*

EN 1168, *Betonfertigteile — Hohlplatten*

FprEN 1991-1-1, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-1: Spezifisches Gewicht von Baustoffen und Lagergütern, Eigengewicht von Bauwerken und Nutzlasten im Hochbau*

prEN 1991-1-6:2024, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-6: Einwirkungen während der Bauausführung*

EN 1992-4:2018, *Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton*

EN 1993 (alle Teile), *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*

FprEN 1993-1-3:2023, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-3: Kaltgeformte Bauteile und Profiltafeln*

FprEN 1993-1-5:2023, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile*

FprEN 1993-1-13:2023, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-13: Träger mit großen Stegöffnungen*

prEN 1994-2:2024, *Eurocode 4 — Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 2: Brücken*

EN 1997 (alle Teile), *Eurocode 7 — Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*

EN 1998 (alle Teile), *Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN ISO 4063:2010, *Schweißen, Hartlöten, Weichlöten und Schneiden — Liste der Prozesse und Ordnungsnummern*

- Entwurf -**E DIN EN 1994-1-1:2024-03
prEN 1994-1-1:2024 (D)**

EN 10025 (alle Teile), *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen*

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

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

EN 10169, *Kontinuierlich organisch beschichtete (bandbeschichtete) Flacherzeugnisse aus Stahl — Technische Lieferbedingungen*

EN 10346, *Kontinuierlich schmelztauchveredelte Flacherzeugnisse aus Stahl zum Kaltumformen — Technische Lieferbedingungen*

EN 13670, *Ausführung von Tragwerken aus Beton*

EN 13747, *Betonfertigteile — Deckenplatten mit Ortbetonergänzung*

EN ISO 13918:2018, *Schweißen — Bolzen und Keramikringe für das Lichtbogenbolzenschweißen*

EN ISO 14555, *Schweißen — Lichtbogenbolzenschweißen von metallischen Werkstoffen*

Verweisungen in Erlaubnissen (d. h. „darf“-Sätze)

Die folgenden Dokumente werden im Text in solcher Weise in Bezug genommen, dass einige Teile davon oder ihr gesamter Inhalt eine erlaubte Vorgehensweise innerhalb der Anwendungsgrenzen der Eurocodes darstellen. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

EN 14399 (alle Teile), *Hochfeste vorspannbare Garnituren für Schraubverbindungen im Metallbau*

Verweisungen in Möglichkeiten (d. h. „kann“-Sätze) und Anmerkungen

EN 1337-1, *Lager im Bauwesen — Teil 1: Allgemeine Regelungen*

prCEN/TS 1994-1-102, *Eurocode 4 — Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 1-102: Verbunddübel*

EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

DRAFT
prEN 1994-1-1

March 2024

ICS 91.010.30; 91.080.13; 91.080.40

Will supersede EN 1994-1-1:2004

English Version

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-béton -
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

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

This draft European Standard is submitted to CEN members for enquiry. It has been drawn up by the Technical Committee CEN/TC 250.

If this draft becomes a European Standard, CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for giving this European Standard the status of a national standard without any alteration.

This draft European Standard was established by CEN in three official versions (English, French, German). A version in any other language made by translation under the responsibility of a CEN member into its own language and notified to the CEN-CENELEC Management Centre has the same status as the official versions.

CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Bulgaria, Croatia, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Republic of North Macedonia, Romania, Serbia, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland, Türkiye and United Kingdom.

Recipients of this draft are invited to submit, with their comments, notification of any relevant patent rights of which they are aware and to provide supporting documentation.

Warning : This document is not a European Standard. It is distributed for review and comments. It is subject to change without notice and shall not be referred to as a European Standard.



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

CEN-CENELEC Management Centre: Rue de la Science 23, B-1040 Brussels

Contents

European foreword	9
0 Introduction	10
1 Scope.....	12
1.1 Scope of EN 1994-1-1	12
1.2 Assumptions	12
2 Normative references.....	12
3 Terms, definitions and symbols	12
3.1 Terms and definitions	12
3.2 Symbols	17
3.2.1 Latin upper case letters	17
3.2.2 Latin lower case letters.....	23
3.2.3 Greek upper case letters	28
3.2.4 Greek lower case letters.....	29
3.3 Additional symbols used in Annex A.....	32
3.3.1 Latin upper case letters	32
3.3.2 Latin lower case letters.....	32
3.3.3 Greek lower case letters	33
3.4 Additional symbols used in Annex B.....	33
3.4.1 Latin upper case letters	33
3.4.2 Latin lower case letters.....	33
3.4.3 Greek lower case letters.....	33
3.5 Additional symbols used in Annexes D and E	34
3.5.1 Latin upper case letters	34
3.5.2 Latin lower case letters.....	36
3.5.3 Greek lower case letters	37
3.6 Additional symbols used in Annex F	37
3.6.1 Latin upper case letters	37
3.6.2 Latin lower case letters.....	37
3.6.3 Greek upper case letters	38
3.6.4 Greek lower case letters.....	38
3.7 Additional symbols used in Annex G.....	38
3.7.1 Latin upper case letters	38
3.7.2 Latin lower case letters.....	38
3.8 Additional symbols used in Annex H	39
3.8.1 Latin upper case letters	39
3.8.2 Latin lower case letters.....	39
3.8.3 Greek lower case letters	39
3.9 Additional symbols used in Annex I	40
3.10 Additional symbols used in Annex J	40
3.10.1 Latin upper case letters	40
3.10.2 Latin lower case letters.....	40
3.10.3 Greek lower case letters	41
4 Basis of design.....	41
4.1 General Rules	41
4.1.1 Requirements.....	41
4.1.2 Robustness	41
4.1.3 Reliability	41
4.2 Principles of limit states design.....	41

4.3	Basic variables	42
4.3.1	Actions and environmental influences	42
4.3.2	Material and product properties	42
4.3.3	Classification of actions	42
4.4	Verification by the partial factor method	42
4.4.1	Design values	42
4.4.2	Design resistances	43
4.4.3	Combination of actions	43
4.4.4	Verification of static equilibrium	43
5	Materials	43
5.1	Concrete	43
5.2	Reinforcing steel	44
5.3	Structural steel	45
5.4	Connecting devices	45
5.4.1	Fasteners	45
5.4.2	Shear connectors	45
5.5	Profiled steel sheeting for composite slabs in buildings	47
6	Durability	48
6.1	General	48
6.2	Profiled steel sheeting for composite slabs in buildings	48
7	Structural analysis	48
7.1	Structural modelling for analysis	48
7.1.1	Structural modelling and basic assumptions	48
7.1.2	Joint modelling	48
7.1.3	Ground-structure interaction	49
7.2	Structural stability	49
7.2.1	Effects of deformed geometry of the structure	49
7.2.2	Methods of analysis for buildings	49
7.3	Imperfections	50
7.3.1	Basis	50
7.3.2	Imperfections in buildings	50
7.4	Calculation of action effects	51
7.4.1	Methods of global analysis	51
7.4.2	Linear elastic analysis	53
7.4.3	Non-linear global analysis	56
7.4.4	Linear elastic analysis with limited redistribution for buildings	56
7.4.5	Rigid-plastic global analysis for buildings	58
7.5	Classification of cross-sections	59
7.5.1	General	59
7.5.2	Classification of composite sections without concrete encasement	60
7.5.3	Classification of composite sections for buildings with concrete encasement	60
8	Ultimate limit states	61
8.1	Beams	61
8.1.1	General	61
8.1.2	Effective width for verification of cross-sections	63
8.2	Resistances of cross-sections of beams	63
8.2.1	Bending resistance	63
8.2.2	Resistance to vertical shear	72
8.3	Resistance of cross-sections of beams with partial encasement for buildings	73
8.3.1	Scope	73
8.3.2	Bending resistance	74

8.3.3	Resistance to vertical shear	75
8.3.4	Bending and vertical shear.....	76
8.4	Lateral-torsional buckling of composite beams	76
8.4.1	General.....	76
8.4.2	Verification of lateral-torsional buckling of continuous composite beams with cross- sections in Class 1, 2 and 3.....	76
8.4.3	Simplified verification of lateral-torsional buckling of continuous composite beams with cross- sections in Class 1, 2 and 3, without direct calculation for beams in buildings.....	79
8.5	Transverse forces on webs	80
8.5.1	General.....	80
8.5.2	Flange-induced buckling of webs.....	80
8.6	Shear connection.....	80
8.6.1	Basis of design.....	80
8.6.2	General method using non-linear analysis.....	81
8.6.3	Beams in buildings where plastic theory is used for the resistance of the cross-section	81
8.6.4	Other beams where plastic theory is used for the resistance of the cross-sections... <td>84</td>	84
8.6.5	Beams in which elastic theory is used for resistances of cross-sections	85
8.6.6	Beams in which non-linear theory is used for resistances of cross-sections.....	86
8.6.7	Local effects of concentrated longitudinal shear force	86
8.6.8	Headed stud connectors in solid slabs and concrete encasement.....	88
8.6.9	Design resistance of headed studs used with profiled steel sheeting in buildings....	90
8.6.10	Detailing of the shear connection and influence of execution.....	93
8.6.11	Longitudinal shear in concrete slabs.....	96
8.7	Fatigue	99
8.7.1	Fatigue for buildings.....	99
8.8	Composite columns and composite compression members.....	99
8.8.1	General.....	99
8.8.2	General method of design	102
8.8.3	Simplified method of design	105
8.8.4	Shear connection and load introduction.....	113
8.8.5	Detailing provisions.....	118
9	Serviceability limit states	119
9.1	General.....	119
9.2	Stresses.....	119
9.2.1	General.....	119
9.2.2	Stress limitation for buildings.....	120
9.3	Deformations in buildings.....	120
9.3.1	Deflections.....	120
9.3.2	Vibration	122
9.4	Cracking of concrete	122
9.4.1	General.....	122
9.4.2	Minimum reinforcement.....	122
9.4.3	Control of cracking due to direct loading.....	124
10	Composite slabs with profiled steel sheeting for buildings	126
10.1	General.....	126
10.1.1	Scope.....	126
10.1.2	Definitions	127
10.2	Detailing provisions.....	127
10.2.1	Slab thickness and reinforcement.....	127
10.2.2	Aggregate	129

10.2.3 Bearing requirements.....	129
10.3 Actions and action effects	129
10.3.1 Design situations	129
10.3.2 Actions for profiled steel sheeting as shuttering	130
10.3.3 Actions for composite slab	130
10.4 Analysis for internal forces and moments.....	130
10.4.1 Profiled steel sheeting as shuttering.....	130
10.4.2 Analysis of composite slab	130
10.4.3 Effective width of composite slab for concentrated point and line loads	131
10.5 Verification of profiled steel sheeting as shuttering for ultimate limit states	133
10.6 Verification of profiled steel sheeting as shuttering for serviceability limit states	133
10.7 Verification of composite slabs for the ultimate limit states.....	134
10.7.1 Design criterion.....	134
10.7.2 Flexure.....	134
10.7.3 Longitudinal shear for slabs without end anchorage.....	137
10.7.4 Longitudinal shear for slabs with end anchorage.....	137
10.7.5 Vertical shear	138
10.7.6 Punching shear	142
10.8 Verification of composite slabs for serviceability limit states.....	144
10.8.1 Control of cracking of concrete.....	144
10.8.2 Deflection	144
11 Composite joints in frames for buildings.....	145
11.1 Scope	145
11.2 Analysis, modelling and Classification.....	146
11.2.1 General	146
11.2.2 Elastic global analysis	146
11.2.3 Classification of joints	146
11.3 Design methods	146
11.3.1 Basis and scope.....	146
11.3.2 Resistance.....	146
11.3.3 Rotational stiffness	146
11.3.4 Rotation capacity	147
11.4 Resistance of components	147
11.4.1 Scope	147
11.4.2 Basic joint components	147
11.4.3 Column web in transverse compression	148
11.4.4 Reinforced components	148
Annex A (Informative) Stiffness of joint components in buildings.....	150
A.1 Scope	150
A.2 Stiffness coefficients	150
A.2.1 Basic joint components	150
A.2.1.1 Longitudinal steel reinforcement in tension.....	150
A.2.1.2 Steel contact plate in compression.....	150
Table A.1 — Stiffness coefficient $k_{s,r}$	151
A.2.2 Other components in composite joints	151
A.2.2.1 Column web panel in shear	151
A.2.2.2 Column web in transverse compression	151
A.2.3 Reinforced components	152
A.2.3.1 Column web panel in shear	152

A.2.3.2 Column web in transverse compression	152
A.3 Deformation of the shear connection.....	153
Annex B (Normative) Standard tests	154
B.1 General.....	154
B.2 Test on shear connectors	154
B.2.1 General.....	154
B.2.2 Testing arrangements	154
B.2.2.1 General.....	154
B.2.2.2 Standard push tests.....	154
B.2.2.3 Specific push tests.....	155
B.2.3 Preparation of specimens	156
B.2.4 Testing procedure	157
B.2.5 Test evaluation	157
B.3 Testing of composite floor slabs.....	159
B.3.1 General.....	159
B.3.2 Testing arrangement.....	160
B.3.3 Preparation of specimens	160
B.3.4 Test loading procedure.....	161
B.3.5 Determination of the design values for $\tau_{u,Rd}$	161
Annex C (informative) Shrinkage of concrete for composite structures for buildings.....	164
Annex D (Normative) Composite beams with web-openings.....	165
D.1 Scope.....	165
D.1.1 General.....	165
D.1.2 Dimensional limits of openings	165
D.2 Method of design	166
D.2.1 General.....	166
D.2.2 Equivalent length and depth of openings.....	166
D.2.3 Effective width of concrete slab at an opening.....	167
D.3 Analysis	167
D.3.1 General.....	167
D.3.2 Axial forces at the centre of openings	168
D.3.3 Distribution of shear forces	169
D.3.4 Forces and moments in web-posts between closely spaced openings.....	170
D.3.5 Classification for global bending.....	171
D.3.6 Classification for Vierendeel bending	172
D.4 Ultimate Limit States	172
D.4.1 Design rules	172
D.4.1.1 General.....	172
D.4.1.2 Global bending resistance	172
D.4.1.3 Shear resistance of composite beam at web opening	174
D.4.1.4 Shear resistance for Vierendeel bending	175
D.4.1.5 Web buckling next to widely spaced openings	176
D.4.2 Rules for closely spaced openings	176
D.4.2.1 General.....	176
D.4.2.2 Minimum degree of shear connection.....	176
D.4.2.3 Shear and bending resistance between openings.....	177

D.4.2.4 Web post buckling.....	177
D.5 Serviceability Limit States.....	177
Annex E (Informative) Composite beams with web-openings and stiff slabs.....	179
E.1 Scope	179
E.2 Analysis	179
E.3 Additional checks at ultimate limit states for widely spaced openings with locally stiff slabs.....	181
E.3.1 General	181
E.3.2 Global bending resistance	182
E.3.3 Global shear resistance	182
E.3.4 Resistance to <i>Vierendeel</i> bending	182
E.3.5 Resistance of the shear connection at the opening edges.....	183
E.3.6 Resistance to web buckling.....	184
E.3.7 Resistance of transverse reinforcement to local loads.....	184
Annex F (Normative) Headed studs that cause splitting forces in the direction of the slab thickness.....	185
F.1 Design resistance and detailing	185
F.2 Fatigue strength	188
Annex G (Informative) Design resistance of headed studs used with open trough profiled steel sheeting in buildings with ribs transverse to the supporting beams.....	190
G.1 Scope	190
G.2 Shear resistance	190
Annex H (Normative) Design tension resistance of headed studs	193
H.1 Scope	193
H.2 Design tension resistance for headed studs	193
Annex I (Normative) Additional rules for shallow floor beams.....	197
I.1 General	197
I.2 Structural Analysis.....	200
I.2.1 Global analysis for buildings	200
I.2.2 Classification of shallow floor beam cross-sections.....	200
I.3 Ultimate limit states	202
I.3.1 Bending Resistance.....	202
I.3.1.1 General	202
I.3.1.2 Effect of transverse bending.....	202
I.3.1.3 Torsional effects.....	202
I.3.2 Resistance to vertical shear	203
I.3.3 Shear connection	204
I.3.3.1 General	204
I.3.3.2 Partial shear connection	204
I.3.3.3 Transverse bars	205
I.4 Serviceability limit states	206
Annex J (Informative) Other flooring types using precast concrete slabs in buildings	208
J.1 Scope	208
J.2 Materials	209
J.2.1 Precast concrete slabs in buildings.....	209
J.3 Structural analysis	209
J.3.1 Effective width of flanges using precast concrete slabs.....	209

J.4	Ultimate limit states.....	210
J.5	Design resistance of shear connectors used with precast floors in buildings.....	210
J.5.1	General.....	210
J.5.2	Headed studs in solid composite slabs.....	211
J.5.3	Headed studs in precast hollow core slabs.....	211
J.5.4	Non-preloaded bolts	213
J.5.4.1	General.....	213
J.5.4.2	Design shear resistance.....	214
J.5.4.3	Slip capacity	215
J.6	Longitudinal shear in precast concrete slabs.....	215
J.7	Detailing of the precast slabs.....	216
J.7.1	Support arrangements.....	216
J.7.2	Edge beams.....	216
J.8	Tests on shear connectors	216
J.8.1	Specific push tests for headed studs in hollow core slabs or composite hollow core slabs of uniform thickness.....	216
	Bibliography	217

European foreword

This document (prEN 1994-1-1:2024) has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", the secretariat of which is held by BSI.

This document is currently submitted to CEN Enquiry.

This document will supersede EN 1994-1-1:2004.

The first generation of EN Eurocodes was published between 2002 and 2007. This document forms part of the second generation of the Eurocodes, which have been prepared under Mandate M/515 issued to CEN by the European Commission and the European Free Trade Association.

The Eurocodes have been drafted to be used in conjunction with relevant execution, material, product and test standards, and to identify requirements for execution, materials, products and testing that are relied upon by the Eurocodes.

The Eurocodes recognize the responsibility of each Member State and have safeguarded their right to determine values related to regulatory safety matters at national level through the use of National Annexes.

0 Introduction

0.1 Introduction to the Eurocodes

The Structural Eurocodes comprise the following standards generally consisting of a number of Parts:

- EN 1990, *Eurocode — Basis of structural and geotechnical design*
- EN 1991, *Eurocode 1 — Actions on structures*
- EN 1992, *Eurocode 2 — Design of concrete structures*
- EN 1993, *Eurocode 3 — Design of steel structures*
- EN 1994, *Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures*
- EN 1995, *Eurocode 5 — Design of timber structures*
- EN 1996, *Eurocode 6 — Design of masonry structures*
- EN 1997, *Eurocode 7 — Geotechnical design*
- EN 1998, *Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance*
- EN 1999, *Eurocode 9 — Design of aluminium structures*
- New parts are under development, e.g. Eurocode for design of structural glass

The Eurocodes are intended for use by designers, clients, manufacturers, constructors, relevant authorities (in exercising their duties in accordance with National or International regulations), educators, software developers, and committees drafting standards for related products, testing and execution standards.

NOTE Some aspects of design are most appropriately specified by relevant authorities or, where not specified, can be agreed on a project-specific basis between relevant parties such as designers and clients. The Eurocodes identify such aspects, making explicit reference to relevant authorities and relevant parties.

0.2 Introduction to EN 1994 (all parts)

EN 1994 applies to the design of steel and concrete composite structures and those who undertake building and civil engineering works. It complies with the principles and requirements for the safety and serviceability of structures, the basis of their design and verification given in EN 1990, *Eurocode — Basis of structural and geotechnical design*.

EN 1994 is concerned only with requirements for resistance, serviceability, durability and fire resistance of steel and concrete composite structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not considered.

EN 1994 is subdivided in various parts:

EN 1994-1-1, Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures — Part 1 1: General rules and rules for buildings;

EN 1994-1-2, Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures — Part 1 2: Structural fire design;

EN 1994-2, *Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures — Part 2: Bridges*.

0.3 Introduction to EN 1994-1-1

EN 1994-1-1 gives basic rules for the design of steel and concrete composite structures and supplementary provisions specific for buildings.

0.4 Verbal forms used in the Eurocodes

The verb "shall" expresses a requirement strictly to be followed and from which no deviation is permitted in order to comply with the Eurocodes.

The verb "should" expresses a highly recommended choice or course of action. Subject to national regulation and/or any relevant contractual provisions, alternative approaches could be used/adopted where technically justified.

The verb "may" expresses a course of action permissible within the limits of the Eurocodes.

The verb "can" expresses possibility and capability; it is used for statements of fact and clarification of concepts.

0.5 National Annex for EN 1994-1-1

National choice is allowed in this document where explicitly stated within notes. National choice includes the selection of values for Nationally Determined Parameters (NDPs).

The national standard implementing EN 1994-1-1 can have a National Annex containing all national choices to be used for the design of buildings and civil engineering works relevant to each country.

When no national choice is given, the default choice given in this document is to be used.

When no national choice is made and no default is given in this document, the choice can be specified by a relevant authority or, where not specified, agreed for a specific project by appropriate parties.

National choice is allowed in EN 1994-1-1 through notes to the following clauses:

4.4.1.2(2)	4.4.1.2(4)	4.4.1.2(5)	4.4.1.2(6)
5.1(3)	5.1(7)	5.4.2.1(5)	8.2.2.5(1)
8.6.8.1(1)	8.6.9.1(3)	8.8.2(9)	10.6(2)
10.7.5(7)	B.2.2.3(3)	D.4.1.3(5)	H.2(2)
H.2(3)	H.2(4)		

National choice is allowed in EN 1994-1-1 on the application of the following informative annexes:

Annex A	Annex C	Annex E	Annex G
Annex J			

The National Annex can contain, directly or by reference, non-contradictory complementary information for ease of implementation, provided it does not alter any provisions of the Eurocodes.

1 Scope

1.1 Scope of EN 1994-1-1

(1) EN 1994-1-1 gives basic rules for the design of steel and concrete composite structures and supplementary provisions specific for buildings.

NOTE Specific rules for bridges are given in EN 1994-2.

1.2 Assumptions

(1) The assumptions of EN 1990 apply to EN 1994-1-1.

(2) In addition to the general assumptions of EN 1990, the assumptions given in EN 1992-1-1, EN 1992-1-2, and EN 1993-1-1 apply to this document.

(3) EN 1994-1-1 is intended to be used in conjunction with EN 1990, EN 1991 (all parts), EN 1992-1-1, EN 1993 (all parts), EN 1997 (all parts), EN 1998 (all parts when steel and concrete composite structures are built in seismic regions), EN 1090-1, EN 1090-2, EN 1090-4, EN 13670 and ENs for construction products relevant to steel and concrete composite structures.

2 Normative references

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content constitutes requirements of this document. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

NOTE See the Bibliography for a list of other documents cited that are not normative references, including those referenced as recommendations (i.e. in 'should' clauses), permissions ('may' clauses), possibilities ('can' clauses), and in notes.

EN 1990:2023¹, Eurocode — *Basis of structural and geotechnical design*

EN 1991 (all parts), Eurocode 1 — *Actions on structures*

EN 1991-1-5, Eurocode 1 — *Actions on structures – Part 1-5: Thermal Actions*

EN 1992-1-1:2023, Eurocode 2 — *Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*

EN 1993-1-1:2022, Eurocode 3 — *Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*

FPrEN 1993-1-8:2023, Eurocode 3 — *Design of steel structures – Part 1-8: Joints*

prEN 1993-1-14:2023, Eurocode 3 — *Design of steel structures – Part 1-14: Design assisted by finite element analysis*

3 Terms, definitions and symbols

3.1 Terms and definitions

For the purposes of this document, the terms and definitions given in EN 1990, EN 1992-1-1 and EN 1993-1-1 and the following apply.

¹ As impacted by EN 1990:2023/prA1:2024.

3.1.1**composite member**

structural member with components of concrete and of structural steel, interconnected by shear connection so as to limit the longitudinal slip between concrete and steel and the separation of one component from the other

3.1.2**shear connection**

interconnection between the concrete and steel components of a composite member that has sufficient strength and stiffness to enable the two components to be designed as parts of a single structural member

3.1.3**shear connector**

connector used in composite members to enable the combined action of the concrete and steel components

3.1.4**composite behaviour**

behaviour which occurs after the shear connection has become effective due to hardening of concrete

3.1.5**composite beam**

composite member subjected mainly to bending, composed of a structural steel section with one or two concrete flanges or a partially-encased structural steel section with or without concrete flanges

3.1.6**composite column**

composite member subjected mainly to compression or to compression and bending

3.1.7**composite slab**

slab in which a profiled steel sheet is used initially as permanent formwork and subsequently combines structurally with the hardened concrete to act as tensile reinforcement in the finished floor

3.1.8**solid slab**

slab with a constant depth of concrete

3.1.9**concrete slab**

either a composite slab or a solid slab

3.1.10**concrete flange**

concrete slab in combined action with the steel component, acting as compression or tension flange

3.1.11**locally stiff concrete slab**

concrete flange of a composite beam at a web opening where the relative flexural stiffness of the concrete flange relative to the steel element significantly modifies the distribution of shear forces between the steel and concrete

3.1.12**composite frame**

framed structure in which some or all of the elements are composite members and most of the remainder are structural steel members

3.1.13**composite joint**

joint between a composite member and another composite, steel or reinforced concrete member, in which reinforcement bars in the concrete element are taken into account in the design for the resistance and the stiffness of the joint

3.1.14**propped structure or member**

structure or member where the weight of concrete elements is applied to steel elements which are subject to temporary support in the span, or is carried independently through temporary supports until the concrete elements are able to resist stresses

3.1.15**un-propped structure or member**

structure or member in which the weight of concrete elements is applied to steel elements which are unsupported in the span

3.1.16**un-cracked flexural stiffness**

the stiffness $E_a I_1$ of a cross-section of a composite member where I_1 is the second moment of area of the transformed composite cross-section calculated assuming that any concrete in tension is un-cracked and that the total cross-section remains plane

3.1.17**cracked flexural stiffness**

stiffness $E_a I_2$ of a cross-section of a composite member where I_2 is the second moment of area of the transformed composite cross section-section calculated neglecting any concrete in tension but including reinforcement and assuming that the total cross-section remains plane

3.1.18**prestress**

process of applying compressive stresses to the concrete part of a composite member, achieved by tendons or by controlled imposed deformations

3.1.19**braced members or systems**

structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed not to contribute to the overall horizontal stability of a structure

3.1.20**elastic resistance**

resistance of a cross-section based on linear elastic theory

3.1.21**plastic resistance**

resistance of a cross-section, based on rectangular stress blocks

3.1.22**non-linear resistance**

resistance at a cross-section level, which includes several types of non-linear cross-section analyses such as the determination of the moment resistance considering plastic resistance or based on strain limitation and the materials stress-strain curve

3.1.23**global analysis**

describes the analysis of the structure or system as a whole,

- elastic global analysis is based on the assumption that the stress-strain behaviour of the materials is linear, whatever the stress level, even if the resistance of a cross-section is based on its plastic or non-linear resistance.
- rigid plastic analysis neglects the effects of elastic deflections and assumes that all structural deformation takes place in discrete plastic hinge regions within the members or joints.
- non-linear plastic global analysis considers the spread of plasticity both through the cross-sections and along the members in plastic zones. This term also applies to a plastic analysis considering the impact of joints

Note 1 to entry: The purpose of global analysis is to determine deformations, internal forces and moments in beams, columns and framed structures.

3.1.24**member imperfection**

member imperfections include geometrical and structural imperfections

3.1.25**equivalent bow imperfection**

equivalent bow imperfections specified in this standard take into account the effects of:

- geometrical imperfections as limited by geometrical tolerances in product standards or the execution standard;
- structural imperfections due to fabrication and erection, e.g. residual stresses and variation of the yield strength

3.1.26**full shear connection**

span of a beam has full shear connection when an increase in the number of shear connectors would not increase the design bending resistance of the member. Otherwise, the shear connection is partial

3.1.27**partial shear connection**

when the condition for full shear connection in accordance with 3.1.26 is not fulfilled

3.1.28**full interaction**

when a composite element has full interaction, the slip in the composite connection between steel and concrete may be neglected. Thus only one neutral axis exists for the composite cross-section and the cross-section remains plane

3.1.29**double composite action**

section where the steel member acts compositely with concrete flanges at both the top and bottom

3.1.30**transformed composite cross-section**

composite cross-section with an effective (transformed) concrete area modified by the modular ratio n_L in accordance with 7.4.2.2(2), Formula (7.4) taking into account the effects from the type of loading and the time effects of creep and shrinkage for linear elastic analysis

3.1.31**composite hollow core slab**

precast hollow core slab floor complemented by a cast in-situ topping

3.1.32**core**

longitudinal void in precast hollow core slabs produced by specific industrial manufacturing techniques, located with a regular pattern and the shape of which is such that the vertical loading applied on the slab is transmitted to the webs

3.1.33**hollow core slab**

prestressed or reinforced concrete element with a constant depth divided into an upper and a lower flange, linked by vertical webs, so constituting cores as longitudinal voids, the cross-section of which is constant and presents one vertical symmetric axis

3.1.34**hollow core slab floor**

floor made of precast hollow core slabs after the grouting of the joints

3.1.35**open core**

core with upper flange removed to receive transverse reinforcement bar and cast in-situ infill

3.1.36**precast floor plate**

reinforced or prestressed concrete floor plate used as permanent formwork for cast-in-situ concrete, flat or with ribs, with or without lattice girders, but without void formers

3.1.37**precast product**

precast concrete element manufactured in compliance with a specific EN standard

3.1.38**solid composite slab**

slab comprising a precast concrete floor plate and bonded topping, which behave as a monolithic slab after hardening of the topping through the bond between the precast element and topping with or without connecting reinforcement

3.1.39**topping**

in-situ concrete layer cast over the entire precast floor surface, so that it acts monolithically by bond intended to increase its bearing capacity and so constituting a composite slab floor

3.1.40**European Technical Product Specification**

- a European Product Standard (EN),
- or a European Technical Assessment (ETA) based on a European Assessment Document (EAD),
- or a product documentation based on a transparent and reproducible assessment that complies with all requirements of the relevant EAD

3.2 Symbols

For the purposes of this document, the following symbols apply.

3.2.1 Latin upper case letters

A	Cross sectional area of the effective composite section neglecting concrete in tension
A_a	Cross sectional area of the structural steel section
A_b	Cross sectional area of the bottom transverse reinforcement
A_{bh}	Cross sectional area of the bottom transverse reinforcement in a haunch
A_c	Cross sectional area of concrete
$A_{c,eff}$	Effective cross sectional area of concrete considering the modular ratio
$A_{c,L}$	Area of concrete considering time dependent effects
A_{ct}	Cross sectional area of the tensile zone of the concrete
A_{fb}	Cross sectional area of the bottom flange of the steel section
A_{fc}	Effective cross-section area of the compression flange
A_{ft}	Cross sectional area of the top flange of the steel section
$A_{i,s}$	Area of the effective equivalent steel section for shrinkage actions
$A_{i,0}$	Area of the effective equivalent steel section for non-permanent actions

$A_{i,p}$	Area of the effective equivalent steel section for permanent actions
A_{pe}	Effective cross sectional area of profiled steel sheeting
A_s	Cross sectional area of reinforcement
A_{sf}	Cross sectional area of transverse reinforcement
A_t	Cross sectional area of the top transverse reinforcement
A_v	Shear area of a structural steel section
A_{vc}	Shear area of a column web panel
A_1	Loaded area under the gusset plate
E_a	Modulus of elasticity of structural steel
E_{cd}	Design value of modulus of elasticity of concrete
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete
$E_{c,eff}$	Effective modulus of elasticity of concrete accounting for creep deformations
E_d	Load vector
E_s	Design value of modulus of elasticity of ordinary reinforcing steel
$(EI)_{eff}$	Effective flexural stiffness for calculation of relative slenderness
$(EI)_{eff,ll}$	Effective flexural stiffness for use in second-order analysis
$(EI)_2$	Cracked flexural stiffness per unit width of the concrete or composite slab
$F_{c,wc,c,Rd}$	Design value of the resistance to transverse compression of the concrete encasement to a column web
F_{Ed}	Design force, or Design concentrated load
$F_{\ell,Ed}$	Design longitudinal force per stud caused by composite action in the beam
$F_{ten,Ed}$	Design tensile force per stud
$F_{t,Ed}$	Design transverse force per stud caused by composite action in the slab
$F_{s,Ed}$	Design longitudinal shear force per stud
G_a	Shear modulus of structural steel
G_c	Shear modulus of concrete
G_f	Fracture energy of concrete
G_k	Characteristic value of the sum of all permanent actions
I	Second moment of area of the effective composite section neglecting concrete in tension
I_a	Second moment of area of the structural steel section
I_{at}	St. Venant torsion constant of the structural steel section

I_c	Second moment of area of the uncracked concrete section
$I_{c,L}$	Second moment of area of the concrete slab considering the modular ratio
I_{cross}	Second moment of area in cross-direction assuming an uncracked concrete
I_{ct}	St. Venant torsion constant of the uncracked concrete encasement
$I_{i,s}$	Second moment of area of the effective equivalent steel section for shrinkage actions
$I_{i,0}$	Second moment of area of the effective equivalent steel section for non-permanent actions
$I_{i,p}$	Second moment of area of the effective equivalent steel section for permanent actions
$I_{L,\text{eff}}$	Effective second moment of area of the composite cross-section
I_{long}	Second moment of area of the slab in the longitudinal direction assuming an uncracked concrete
I_s	Second moment of area of the reinforcement
I_1	Second moment of area of the effective equivalent steel section assuming that the concrete in tension is uncracked
I_2	Second moment of area of the effective equivalent steel section neglecting concrete in tension but including reinforcement
$K_e, K_{e,\text{II}}$	Correction factors to be used in the design of composite columns
K_0	Calibration factor to be used in the design of composite columns
L	Length
L_{A-B}	Distance between two cross-sections A and B
L_{bc}, L_{bs}	Bearing lengths
L_e	Equivalent span length
$L_1; L_2; L_3$	Span lengths
L_p	Distance from centre of a concentrated load to the nearest support
L_v	Length of shear connection
L_x	Distance from a cross section to the nearest support
M_a	Contribution of the structural steel section to the design plastic resistance moment of the composite section
$M_{a,\text{Ed}}$	Design bending moment, applied to the structural steel section before composite action is achieved
$M_{b,\text{Rd}}$	Design value of the buckling resistance moment of a composite beam
M_{cr}	Elastic critical moment for lateral torsional buckling of a composite beam

M_{Ed}	Design bending moment
$M_{Ed,Im}$	Maximum first-order moment within the length of the column, including the effect of imperfections and any lateral loading not included in the global analysis
$M_{Ed,Em}$	Maximum moment at the ends of the column from the global analysis including second-order effects where required by 7.2
$M_{Ed,max}$	Maximum design bending moment along the beam
$M_{el,Rd}$	Design value of the elastic resistance moment of the composite section
$M_{f,Rk}$	Characteristic plastic moment of resistance of the cross-section consisting of the effective area of the flanges only
$M_{i,Ed}$	Part of the design bending moment on the composite section
$M_{i,D,Ed}$	Design value of bending moment from prestressing by imposed deformation on the transformed composite cross-section
$M_{i,L,Ed}$	Design value of bending moment from actions on the time dependant transformed composite cross-section
$M_{i,P,Ed}$	Design value of bending moment from permanent actions on the transformed composite cross-section
$M_{i,PT,Ed}$	Design value of bending moment developing due to creep
$M_{i,sh,Ed}$	Design value of bending moment from shrinkage on the transformed composite cross-section
$M_{i,0,Ed}$	Design value of bending moment from non-permanent actions on the transformed composite cross-section
M_{pa}	Design value of the plastic resistance moment of the effective cross section of the profiled steel sheeting
$M_{pl,a,Rd}$	Design value of the plastic resistance moment of the structural steel section
$M_{pl,Rd}$	Design value of the plastic resistance moment of the composite section with full shear connection
$M_{pl,N,Rd}$	Design value of the plastic resistance moment of the composite section taking into account the compressive normal force
$M_{pl,y,Rd}$	Design value of the plastic resistance moment about the y-y axis of the composite section with full shear connection
$M_{pl,z,Rd}$	Design value of the plastic resistance moment about the z-z axis of the composite section with full shear connection
M_{pr}	Reduced plastic resistance moment of the profiled steel sheeting
M_{Rd}	Design value of the resistance moment of a composite section or joint
$M_{Rd}(\eta)$	Design value of the plastic resistance moment of a composite section considering the degree of shear connection
M_{Rk}	Characteristic value of the resistance moment of a composite section or joint

$M_{y,Ed}$	Design bending moment applied to the composite section about the y-y axis
$M_{z,Ed}$	Design bending moment applied to the composite section about the z-z axis
N_a	Design value of the normal force in the structural steel section of a composite beam
$N_{a,Ed}$	Design axial force, respectively applied to the structural steel section before composite action is achieved
N_c	Design value of the compressive axial force in the concrete flange, taking account of the degree of shear connection
N_{cd}	Axial force in concrete in the cross-section where the design bending moment is the maximum along the beam
$N_{c,el}$	Compressive axial force in the concrete flange corresponding to $M_{el,Rd}$
$N_{c,f}$	Design value of the compressive axial force in the concrete flange with full shear connection
N_{cr}	Elastic critical axial force
$N_{cr,eff}$	Elastic critical load of a composite column corresponding to an effective flexural stiffness
N_{c1}	Design value of the compressive axial force in the concrete outside the steel flanges of concrete encased composite column
N_{Ed}	Design value of the compressive axial force
$N_{G,Ed}$	Design value of the part of the compressive axial force that is permanent
$N_{i,D,Ed}$	Design value of axial force from prestressing by imposed deformation on the transformed composite cross-section
$N_{i,Led}$	Design value of axial force from actions on the time dependant transformed composite cross section
$N_{i,P,Ed}$	Design value of axial force from permanent actions on the transformed composite cross-section
$N_{i,PT,Ed}$	Design value of axial force developing in time due to creep
$N_{i,sh,Ed}$	Design value of axial force from shrinkage on the transformed composite cross-section
$N_{i,0,Ed}$	Design value of axial force from non-permanent actions on the transformed composite cross-section
N_p	Design value of the plastic resistance of the profiled steel sheeting to axial force
$N_{p,l}$	Axial force in profiled steel sheeting anchored at the slab support
$N_{pl,a}$	Design value of the plastic resistance of the steel section
$N_{pl,Rd}$	Design value of the plastic resistance of the composite section to compressive axial force

$N_{pl,Rk}$	Characteristic value of the plastic resistance of the composite section to compressive axial force
N_s	Design value of the plastic resistance of the steel reinforcement to axial force
$N_{s,l}$	Axial force in reinforcement anchored at the slab support
P_e	Maximum value of the resistance per shear connector resulting from a standard push test
P_{Ed}	Design value of the shear force in a shear connector
P_{em}	Mean failure load per shear connector from a standard push test
$P_{pb,Rd}$	Design value of the bearing resistance of a stud
P_{Rd}	Design value of the shear resistance of a single connector
P_{Rk}	Characteristic value of the shear resistance of a single connector
$P_{\ell,Rd}$	Design shear resistance of a single headed stud in the longitudinal direction of the beam
$P_{t,Rd}$	Design shear resistance of a single headed stud in the transverse direction of the beam
$P_{ten,Rd}$	Design tension resistance of a headed stud
Q_k	Characteristic value of the sum of all variable actions
R_{Ed}	Design value of a support reaction
R_m	Mean value of resistance
$R_{pl,m}$	Resistance in combined bending and compression based on the full plastic interaction
$R_{pl,d}$	Resistance in combined bending and compression
$R_{w,Rd}$	Shear resistance of steel sheeting, in accordance with FprEN 1993-1-3:2023, 8.1.6
S_j	Rotational stiffness of a joint
$S_{j,ini}$	Initial rotational stiffness of a joint
$V_{a,Ed}$	Design value of the shear force acting on the structural steel section
$V_{a,Rd}$	Design value of the shear resistance of the structural steel section
$V_{b,Rd}$	Design value of the shear buckling resistance of a steel web, shear resistance of profiled steel sheeting, in accordance with FprEN 1993-1-3:2023, 8.1.5
$V_{b,e,Rd}$	Design value for vertical shear of the profiled steel sheeting, with a width
$V_{c,cs}$	Shear capacity of the compression strut at the support of a composite slab
$V_{c,ct}$	Shear capacity of concrete in a composite slab at crack propagation zone close to the crack tip

$V_{c,cz}$	Shear capacity of the uncracked compression zone in a composite slab
$V_{c,Ed}$	Design value of the shear force acting on the reinforced concrete web encasement
$V_{c,Rd}$	Shear resistance of the concrete ribs in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2.2 for a slab width of 1,0 meter.
$V_{c,ks}$	Shear capacity of a composite slab inducing kinking of reinforcement and spalling of concrete
$V_{c,ks,1}$	Shear capacity of a composite slab inducing spalling of concrete
$V_{c,ks,2}$	Shear capacity of a composite slab inducing kinking of reinforcement
V_{Ed}	Design value of the shear force acting on the composite section
$V_{g,Ed}$	Design value of permanent vertical shear forces $V_{g,Ed}$ during construction stage
$V_{L,Ed}$	Longitudinal shear force
$V_{p,Rd}$	Design value of the resistance of a composite slab to punching shear
$V_{pl,a,Rd}$	Design value of the plastic resistance of the structural steel section to vertical shear
$V_{pl,a,T,Rd}$	Design value of the reduced plastic shear resistance of the structural steel section making allowance for the presence of a torsional moment
$V_{pp,Rd}$	Shear resistance of a composite slab for a surface parallel to the direction of the profiled steel sheeting
$V_{pt,Rd}$	Shear resistance of a composite slab for a surface transverse to the direction of the profiled steel sheeting
$V_{v,Rd}$	Design value of the resistance of a composite slab to vertical shear
$V_{wp,c,Rd}$	Design value of the shear resistance of the concrete encasement to a column web panel

3.2.2 Latin lower case letters

a	Spacing between parallel beams
a_{hs}	Diameter of a circular hollow section or width of a rectangular hollow section
a_{tp}	Distance of the stud axis to the reinforcement which avoids the splitting of concrete (effective edge distance)
a_{sc}	Distance from the centre of the stud to the end of the sheeting
a_q	Distance between concentrated forces pushing against each other
b	Width of the flange of a steel section
b_c	Width of the concrete encasement to a steel section; Width of a concrete flange

E DIN EN 1994-1-1:2024-03**prEN 1994-1-1:2024 (E)**

$b_{\text{eff},c,\text{wc}}$	Effective width of the column web in compression
b_{eff}	Total effective width
$b_{\text{eff},0}$	Effective width at an end support
$b_{\text{eff},1}$	Effective width at mid-span for a span supported at both ends
$b_{\text{eff},2}$	Effective width at an internal support
b_{ei}	Effective width of the concrete flange on each side of the web
b_{em}	Effective width of a composite slab
b_{ev}	Effective width of a composite slab for shear forces
b_{fp}	Horizontal distance between the web-to-flange junction and the corner of the re-entrant stiffener
b_i	Geometric width of the concrete flange on each side of the web
b_{bot}	Width of the bottom flange to the profiled steel sheeting
b_m	Width of a composite slab over which a load is distributed
b_{min}	Minimum width of concrete within the through of the steel sheeting
b_p	Dimension of concentrated point or line load
b_r	Width of the top flange to the profiled steel sheeting
b_s	Distance between centres of adjacent ribs of profiled steel sheeting
b_{sl}	Slab width
b_{top}	Width of the top of the concrete rib
b_0	Mean width of a concrete rib for open-through profiles or minimum width for re-entrant sheeting profiles; Width of a concrete haunch
b_{0i}	Distance between the centres of the outstand shear connectors;
c	Width of the outstand of a steel flange
c_{eff}	Effective perimeter of reinforcing bar
Δc_{dev}	Allowance in design for deviation of the concrete cover
$c_{\text{min},b}$	Minimum concrete cover due to bond requirement
c_s	Stiffness of the shear connection
c_y, c_z	Thickness of concrete cover
$c_{z,\text{min}}$	Minimum concrete cover
d	Diameter of the shank of a stud connector Overall diameter of circular hollow steel section

d_{do}	Diameter of the weld collar to a stud connector
d_{ef}	Height of a top reintrant stiffener on the upper side of an open through profiled sheeting
d_p	Distance between the centroidal axis of the profiled steel sheeting and the extreme fibre of the composite slab in compression
d_q	Distance between centroidal axis of the sum of anchored tensile forces in profiled steel sheeting and reinforcement to the extreme fibre of composite slabs in compression
d_s	Distance between the steel reinforcement in tension to the extreme fibre of the composite slab in compression
$d_{s,c}$	Depth below the top of the slab to the reinforcement
$d_{s,0}$	Reference distance from the centroid of the tension forces to the extreme fibre of the concrete in compression of a composite slab
d_w	Clear depth of the web of the structural steel section
e	Distance from the bottom fibre of the profile sheeting to its center of gravity
e_D	Distance between the edge of a connector and the edge of the flange of the beam
$e_{d,F}$	Either $2e_{h,F}$ or $2e_{v,F}$
$e_{d,min}$	Additional eccentricity
e_g	Gap between the reinforcement and the end plate in a composite column
$e_{h,F}$	Lateral distance from the point of application of force F_{Ed} to the relevant steel web, if F_{Ed} is applied to the concrete slab
e_k	Distance from the edge of the concrete rib on the higher moment side to the centre-line of the nearest stud connector
e_p	Distance from the plastic neutral axis of profiled steel sheeting to the extreme fibre of the composite slab in tension
e_N	Eccentricity of loading
e_v	Nominal concrete cover from the side of the haunch to the connector
$e_{v,F}$	Vertical distance from the point of application of force F_{Ed} to the relevant steel web, if it is applied to the slab
f_{cd}	Design value of concrete compressive strength
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at age t_{ref}
f_{cm}	Mean concrete cylinder compressive strength at age t_{ref}
f_{ctm}	Mean value of the axial tensile strength of concrete
$f_{ct,eff}$	Mean value of the effective tensile strength of the concrete
$f_{ct,0}$	Reference strength for concrete in tension

f_{sd}	Design value of the yield strength of reinforcing steel
f_{sk}	Characteristic value of the yield strength of reinforcing steel
f_{sm}	Mean value of the yield strength of reinforcing steel
f_y	Nominal value of the yield strength of structural steel
f_{yd}	Design value of the yield strength of structural steel
f_{yk}	Characteristic value of the yield strength of steel
f_{ym}	Mean value of the yield strength of structural steel
$f_{yp,d}$	Design value of the yield strength of profiled steel sheeting
f_u	Ultimate tensile strength of the material of the stud
f_1, f_2	Reduction factors for bending moments at supports
h	Overall depth; thickness
h_a	Depth of the structural steel section
h_A	Embedment depth of a stud connector above the profiled steel sheeting
h_c	Thickness of the concrete flange; Depth of the concrete encasement to a steel section; Thickness of concrete above the top of the profiled sheeting: $h_c = h_{cs} - h_{pg}$ or the thickness of the in-situ concrete above a semi-prefabricated concrete element
h_{cs}	Total height of concrete slab including profiled sheeting
h_e	Thickness of the finishes
h_f	Length of a shear surface
h_p	Overall depth of the profiled steel sheeting excluding longitudinal stiffener
h_{pc}	Height of centroid of the lowest shear connection device above the lower chord, for re-entrant profiles midway between upper and lower chord
h_{pg}	Overall depth of the profiled steel sheeting including longitudinal stiffener if available, otherwise $h_{pg} = h_p$
h_s	Depth between the centroids of the flanges of the structural steel section, for symmetrical sections: $h_s = h_a - t_f$
h_{sc}	Overall nominal height of a stud connector in accordance with EN ISO 13918
k	Coefficient which allows for the effect of non-uniform self-equilibrating stresses
k_c	Coefficient which takes account of the stress distribution within the section immediately prior to cracking
k_{cc}	Reduction factor considering the effect of concrete relaxation and sustained loading
k_E	Factor in accordance with EN 1992-1-1:2023, 5.1.6(1)

k_{el}	Lowest factor applied to the part of design moment on composite section to reach an elastic stress limit
k_{is}	Coefficient which allows for the effect of the reduction of the normal force of the concrete slab due to initial cracking and local slip of the shear connection
k_e	Reduction factor for resistance of a headed stud used with profiled steel sheeting parallel to the beam
k_s	Rotational stiffness
k_{sc}	Stiffness of a shear connector
k_t	Reduction factor for resistance of a headed stud used with profiled steel sheeting transverse to the beam
k_{tc}	Coefficient considering the effect of high sustained loads on concrete compressive strength, see EN 1992-1-1:2023, 5.1.6(1)
$k_{t,max}$	Maximum value of k_t
k_{up}	Factor taking account if the beam is propped during construction or not
$k_{wc,c}$	Factor for the effect of longitudinal compressive stress on transverse resistance of a column web
k_1	Flexural stiffness of the cracked concrete or composite slab
k_2	Flexural stiffness of the web
k_Φ	Coefficient considering the distance between a stud and the end of the profiled sheeting for the determination of design resistance for end anchoring
m_{Ed}	Design transverse bending moment per unit of length
n	Modular ratio
n_f	Number of connectors for full shear connection
n_L	Modular ratio depending on the type of loading
n_r	Number of shear stud connectors in one rib
n_{sc}	Number of shear connectors
n_0	Modular ratio for short-term loading
p_{Ed}	Design line load
q_{Ed}	Design distributed load
r	Ratio of end moments
S_f	Longitudinal spacing of transverse reinforcement
S_x	Longitudinal spacing center-to-center of the stud shear connectors
S_y	Transverse spacing center-to-center of the stud shear connectors
t	Age, wall thickness of a hollow section

E DIN EN 1994-1-1:2024-03**prEN 1994-1-1:2024 (E)**

t_e	Thickness of an end plate
$t_{\text{eff},c}$	Effective length of concrete
t_f	Thickness of a flange of the structural steel section
t_p	Thickness of the steel profiled sheeting
t_{ref}	Reference time, see EN 1992-1-1:2023, 5.1.6(1)
t_w	Thickness of the web of the structural steel section
t_0	Age at loading
v	Anchoring length
$V_{L,\text{Ed}}$	Design longitudinal shear force per unit of length
$V_{L,\text{Ed,max}}$	Maximum design longitudinal shear force per unit of length
$V_{L,\text{Rd}}$	Longitudinal shear resistance per unit length at the interface between steel and concrete in a composite member
$w_{\text{lim,cal}}$	Limit for the calculated crack width
w_s	Width of a top reinstant stiffener on the upper side of an open through profiled sheeting
w_o	Geometrical imperfection
$y-y$	Cross section axis parallel to the flanges
z	Lever arm
$z-z$	Cross section axis perpendicular to the flanges
z_c	Depth of concrete in compression
z_{cl}	Distance between center lines of concrete slab and steel section
z_p	Distance between the compression force in the concrete and the tension force in the steel sheeting
z_{pl}	Distance between the plastic neutral axis and the extreme fibre of the concrete slab in compression
z_s	Distance between the compression force in the slab and the tension force in the rib reinforcement
z_0	Vertical distance

3.2.3 Greek upper case letters

$\Delta\sigma_s$	Increase of stress in steel reinforcement due to tension stiffening of concrete
------------------	---

3.2.4 Greek lower case letters

α	Ratio of characteristic resistance of a shear connector from push test to the characteristic resistance used for design
α_{cr}	Minimum force amplifier to reach the elastic critical buckling load
α_M	Coefficient related to bending of a composite column
α_{My}, α_{Mz}	Coefficients related to bending of a composite column about the y-y axis and the z-z axis respectively
α_s	Coefficient considering the slab system for determination of the flexural stiffness of the slab for verification of lateral torsional buckling
α_{st}	Ratio of the product of the area and second moment of area of the composite cross-section to the product of area and second moment of area of the steel section
β	Reduction factor for plastic moment resistance
β_c	Coefficient increasing the design shear strength for composite columns
β_d	Reduction factor
β_i	Parameter for the effective width of concrete flange
β_L	Angle of spread for concentrated longitudinal force
β_M	Equivalent moment factor
β_s	Section parameter
γ_c	Partial factor for concrete
γ_g	Partial factor for permanent actions
γ_m	Partial factor for a material property, also accounting for model uncertainties and dimensional variations
γ_{M0}	Partial factor for structural steel applied to resistance of cross sections, see EN 1993-1-1:2022, 8.1(1)
γ_{M1}	Partial factor for structural steel applied to resistance of members to instability assessed by member checks, see EN 1993-1-1:2022, 8.1(1)
γ_p	Partial factor for prestressing action
γ_q	Partial factor for variable actions
γ_s	Partial factor for reinforcing steel
γ_{rd}	Partial factor for taking into account model uncertainties in the resistance model
γ_v	Partial factor for design shear resistance of a shear connector
γ_{ws}	Partial factor for longitudinal shear in composite slabs for buildings

γ_0	Overall partial factor
δ	Slip between the concrete and steel due to the deformation of the shear connection
δ_c	Steel contribution ratio
δ_a	Slip value of 2,0 mm for slip between the concrete for classification of shear connector resistance
δ_{ek}	Characteristic value of the elastic slip of connectors when reaching the characteristic resistance
δ_{max}	Sagging vertical deflection
δ_p	Deflection of steel sheeting under its own weight plus the weight of wet concrete
$\delta_{p,max}$	Limiting value for δ_p
δ_{sh}	Deflection of composite slab due to shrinkage
δ_{uk}	Characteristic value of the slip capacity of connectors at Ultimate Limit State
ε	Material parameter given by $\sqrt{235/f_y}$ where f_y is N/mm ²
ε_{sh}	Shrinkage strain of the concrete
η	Degree of shear connection
η_a, η_{a0}	Factors related to the confinement of concrete
η_c, η_{c0}	Factors related to the confinement of concrete
η_{cc}	Factor to account for the difference between the undisturbed compressive strength of a cylinder and the effective compressive strength that can be developed in the structural component
$\eta_{cc,up}$	Upper value of η_{cc} factor
η_{cL}	Factor related to the confinement of concrete
η_l	Stiffness modification factor
$\eta_{lw,fc}$	Coefficient related to f_{ck} in lightweight aggregate concrete
$\eta_{lw,fct}$	Influence factor of the increased brittleness of lightweight concrete axial tensile strength of concrete f_{ctm}
η_{min}	Minimum degree of shear connection in accordance with the Ductility Category of shear connector
η_s	Utilisation factor of reinforcement
η_v	Coefficient for interaction of shear and bending
η_0	Minimum degree of shear connection in accordance with composite beam geometry

θ_f	Angle
$\bar{\lambda}$	Relative slenderness
$\bar{\lambda}_{LT}$	Relative slenderness for lateral torsional buckling
μ_d	Factor related to design for compression and uniaxial bending
$\mu_{f,d}$	Design friction value
$\mu_{f,k}$	Characteristic friction value
μ_{dy}, μ_{dz}	Factor μ_d related to plane of bending
v	Reduction factor to allow for the effect of longitudinal compression on resistance in shear
ν_a	Poisson's ratio for structural steel
ρ	Parameter related to reduced design bending resistance accounting for vertical shear
ρ_m	Factor
ρ_s	Reinforcement ratio
ρ_{up}	Ratio between moments
$\sigma_{com,c,Ed}$	Longitudinal compressive stress in the encasement due to the design normal force
σ_{ct}	Tensile stress in the extreme fibre of concrete
$\sigma_{c,Rd}$	Local design strength of concrete
σ_s	Stress in the tension reinforcement
$\sigma_{s,0}$	Stress in the tension reinforcement neglecting tension stiffening of concrete
σ_x	Stress in the tension reinforcement in the x direction
σ_y	Stress in the tension reinforcement in the y direction
τ_{Ed}	Longitudinal shear stress, at the junction between one side of a flange in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2.5
τ_{Rd}	Design shear strength
$\tau_{u,Rd}$	Design value of longitudinal shear strength of a composite slab
$\tau_{u,Rk}$	Characteristic value of longitudinal shear strength of a composite slab
ϕ	Diameter (size) of a steel reinforcing bar
ϕ^*	Maximum diameter of a steel reinforcing bar
φ	Creep coefficient

$\varphi(t, t_0)$	Creep coefficient, defining creep between times t and t_0 , related to elastic deformation at 28 days
χ	Reduction factor for flexural buckling
χ_{LT}	Reduction factor for lateral torsional buckling
ψ	Coefficient
ψ_L	Creep multiplier

3.3 Additional symbols used in Annex A

3.3.1 Latin upper case letters

$A_{s,r}$	Cross-sectional area of the longitudinal reinforcement in row r
K_{sc}	Stiffness of a group of connectors
K_β	Coefficient
$M_{Ed,j}$	Design bending moment applied to a connection j

3.3.2 Latin lower case letters

d_{sb}	Distance between the longitudinal reinforcing bars in tension and the centroid of the beam's steel section
d_{wc}	Straight height of the column web
h_{st}	Distance between the longitudinal reinforcing bars in tension and the centre of compression
$k_{c,wc}$	Stiffness coefficient for an unstiffened web and a contact plate
$k_{c,wc,c}$	Additional stiffness coefficient for a column web encased in concrete
k_i	Stiffness coefficient
k_{slip}	Reduction factor taking account of the deformation of the shear connection
$k_{s,r}$	Stiffness coefficient for a reinforcement row in tension
k_{wp}	Stiffness coefficient for a steel column web given by FprEN 1993-1-8:2023, A.2.2(1)
$k_{wp,c}$	Additional stiffness coefficient for a steel column web encased by concrete
n_{Ls}	Number of shear connectors distributed over the length L
t_{wc}	Thickness of the column web
v	Factor

3.3.3 Greek lower case letters

β	Transformation parameter
ξ	Parameter related to deformation of the shear connection

3.4 Additional symbols used in Annex B

3.4.1 Latin upper case letters

L_o	Length of overhang
L_s	Shear span length
$M_{pa,m}$	Plastic resistance moment of profiled steel sheeting based on measure values
$M_{pr,m}$	Reduced plastic moment
$N_{c,fm}$	Compressive axial force in the concrete flange at moment $M_{pl,Rm}$
$N_{c,m}$	Compressive axial force in the concrete flange with partial shear connection
P	Load
P_e	Expected failure load
V_t	Support reaction under the ultimate test load
W_t	Measured failure load

3.4.2 Latin lower case letters

$f_{cm,t}$	Actual mean value of the concrete cylinder compressive strength in the test specimen
f_{ut}	Actual ultimate tensile strength of the material of the stud in the test specimen
f_{yp}	Nominal yield strength of profiled steel sheeting
$f_{ypm,t}$	Mean value of the measured yield strength of profiled steel sheeting
s_e	Experimental slip at a load of $0,7 P_{Rk}$
$z_{pl,m}$	Location of the neutral plastic axis

3.4.3 Greek lower case letters

δ_u	Maximum slip measured in a test at the characteristic load level
η_{test}	Degree of shear connection in the test
μ_m	Mean value of the friction coefficient
τ_u	Value of longitudinal shear strength of a composite slab determined from testing

3.5 Additional symbols used in Annexes D and E

3.5.1 Latin upper case letters

$A_{a,bT}$	Cross-sectional area of bottom Tee
$A_{a,tT}$	Cross-sectional area of top Tee
$A_{v,bT}$	Shear area of bottom Tee
$A_{v,tT}$	Shear area of top Tee
$F_{tr,Rd}$	Resistance of transverse reinforcement to local loads
I_{bT}	Second moment of area of bottom Tee
$I_{1,gross}$	Second moment of area of the composite section with solid web
$I_{1,net}$	Second moment of area of the composite section at the centre of the opening
I_{tT1}	Second moment of area of the transformed composite top Tee
$M_{A,Ed}$	Design bending moment in locally stiff slab at the low moment end of the opening
$M_{A,Rd}$	Bending resistance moment in locally stiff slab at the low moment end of the opening
$M_{B,Ed}$	Design bending moment in locally stiff slab at the high moment end of the opening
$M_{B,Rd}$	Bending resistance moment in locally stiff slab at the high moment end of the opening
$M_{c,Rd}$	Bending resistance of the slab for the Vierendeel effect
$M_{elN,bT}$	Moment required to cause yield in the bottom steel Tee at the low moment end of the opening taking into account the axial force
$M_{elN,tT}$	Moment required to cause yield in the top steel Tee at the high moment end of the opening taking into account any axial force
$M_{NV,bT,Rd}$	Reduced bending resistance of bottom Tee due to axial force and using the effective web yield strength or thickness for the effects of shear
$M_{NV,tT,Rd}$	Reduced bending resistance of top Tee due to axial force and using the effective web yield strength or thickness for the effects of shear
$M_{o,Ed}$	Design value of bending moment at the centre-line of an opening
$M_{vc,Rd}$	Local Vierendeel bending resistance due to composite action
$M_{wp,Ed}$	Design value of in plane moment at mid-height of the web post
$N_{bT,Ed}$	Design value of tensile force in bottom Tee
$N_{bT,Rd}$	Design value of tensile resistance of bottom Tee

$\Delta N_{cs,Ed}$	Increase in design value of compression force developed by the shear connectors placed between the centre-lines of adjacent openings
$N_{oc,Ed}$	Design value of compression force in slab developed from the nearer support to the centre of the opening
$N_{oc,Rd}$	Design value of compression resistance of concrete slab at the centre of an opening
$N_{sl,Rd}$	Cumulated shear resistance of the connectors placed between the nearer support and the center-line of the opening
$N_{tT,Ed}$	Design value of compression force in top Tee
$N_{tT,Rd}$	Design axial resistance of the top Tee
$N_{w,Ed}$	Compressive force in the web
$P_{comp,Ed}$	Vertical compression force at the lower moment side of an opening with locally stiff slab
$P_{s,Ed}$	Longitudinal shear force acting on a shear connector over the opening that is used to develop the Vierendeel bending resistance due to composite action
$P_{ten,Ed}$	Vertical tension force acting on the group of shear connectors at the higher moment side of the opening
$V_{av,Ed}$	Average value of the shear forces at the centre of adjacent openings
$V_{bT,Ed}$	Design value of the shear force acting on the bottom Tee
$V_{bT,Rd}$	Plastic shear resistance of the bottom Tee
$V_{c,Rd}$	Shear resistance of the concrete slab
$V_{iT,Ed}$	Design value of the shear force acting on a Tee, equal to either $V_{bT,Ed}$ or $V_{tT,Ed}$
$V_{iT,Rd}$	Design value of the plastic shear resistance of a Tee, equal to either $V_{bT,Rd}$ or $V_{tT,Rd}$
$V_{oa,Ed}$	Design value of the shear force acting on the steel profile at an opening
$V_{oc,Ed}$	Design value of the shear force acting on the concrete slab at an opening
$V_{oc,Rd}$	Design shear resistance of the concrete slab at the opening position
$V_{o,Ed}$	Design value of the shear force acting on the beam at the centre of the opening
$V_{o,ser,Ed}$	Design value of shear force at the opening at the serviceability limit state
V_{slab}	Maximum possible shear force in a stiff slab at the center of the opening
$V_{tT,Ed}$	Design value of the shear force acting on the top Tee
$V_{tT,Rd}$	Plastic shear resistance of the top Tee
$V_{Vier,Rd}$	Shear resistance to Vierendeel bending
$V_{wp,Ed}$	Design value of horizontal shear force in web post

3.5.2 Latin lower case letters

a_{eff}	Effective length of opening for buckling and deflection calculations
a_{eq}	Equivalent length of opening for Vierendeel bending
a_{eqA}	Distance from the lower moment end of the opening to the point where the local moment in the slab is equal to 0
a_{eqB}	Distance from the higher moment end of the opening to the point where the local moment in the slab is equal to 0
a_o	Length of opening
$b_{\text{eff,b}}$	Effective width of slab due to local bending
$b_{\text{eff,V}}$	Effective width of slab due to local shear
$b_{\text{hm,eff}}$	Effective width of the slab determined at the high-moment end of the opening
d_c	Distance of the centroid of the compressed part of the slab from the upper face of the steel profile
$d_{s,c,b}$	Distance of the bottom reinforcement to the top of the slab
$d_{s,c,ten}$	Distance of the transverse reinforcement in the tension region to the upper edge of the slab
d_y	Width of load introduction perpendicular to the beam axis
e_o	Eccentricity of centre line of opening above centre line of beam
$f_{y,\text{red}}$	Reduced yield strength of the structural steel which takes account of MV interaction
n_{bo}	Number of openings along the beam
h_{bT}	Depth of bottom Tee
$h_{\text{ts,lim}}$	Limit of slab depth for stiff slab
h_{tT}	Depth of top Tee
h_o	Depth of opening
k_a	Modification factor on composite resistance to Vierendeel bending for long openings
n_t	Number of shear connectors in the group acting in tension
r_{w1}, r_{w2}	Factors
s_o	Centre to centre spacing of adjacent openings
w_{add}	Additional mid-span deflection due to the openings
w_b	Mid-span deflection of the equivalent solid web composite beam
w_p	Edge-to-edge spacing of openings

$w_{v,add}$	Relative deflection due to Vierendeel bending
x_0	Position of centre of opening from nearer support
z_{bT}	Distance of centroid of bottom Tee from the bottom of the steel section
z_{tT}	Distance of centroid of top Tee from the top of the steel section

3.5.3 Greek lower case letters

ρ_{min}	Minimum reinforcement ratio
$\rho_{st,lim}$	Limit of reinforcement ratio for stiff slabs
ρ_t	Transverse reinforcement ratio
ϕ	Diameter of the transverse reinforcement in the tension region of the slab

3.6 Additional symbols used in Annex F

3.6.1 Latin upper case letters

$F_{L,Ed}$	Design longitudinal shear force
$F_{V,Ed}$	Design vertical shear force
N_{cyc}	Reference number of cycles
$N_{cyc,f}$	Number of force range cycles
$P_{L,Rd}$	Design longitudinal shear resistance
$P_{V,Rd}$	Design vertical shear resistance
T_{Ed}	Design splitting force

3.6.2 Latin lower case letters

a_r	Distance between the axis of the stud and the closest concrete surface
$a_{r,o}$	Distance between the axis of the stud and the slab surface where the concrete cone failure would appear
a_{rp}	Effective edge distance
$a_{rp,o}$	Relevant effective edge distance for the concrete cone failure
c_v	Nominal concrete cover
k_v	Coefficient
m	Slope of the fatigue strength
s	Spacing of the stirrup
s_v	Transverse spacing between studs

v Distance of the stirrup to the lower face of the connector's head

3.6.3 Greek upper case letters

$\Delta P_{L,c}$	Reference value of fatigue strength for the range of longitudinal shear forces per stud at $N_{cyc} = 2 \times 10^6$
$\Delta P_{L,R}$	Fatigue strength based on the range of longitudinal shear forces per stud
$\Delta P_{V,c}$	Reference value of fatigue strength for the range of vertical shear forces per stud at $N_{cyc} = 2 \times 10^6$
$\Delta P_{V,R}$	Fatigue strength based on the range of vertical shear forces per stud
ΔP_R	Fatigue strength based on the difference of shear force per stud
ΔP_c	Reference value of fatigue strength at 2 million cycles

3.6.4 Greek lower case letters

β_r	Angle
$\gamma_{Mf,s}$	Partial factor for fatigue strength of shear connectors
γ_{Ff}	partial factor for fatigue actions
η_r	Correction factor
ϕ_s	Diameter of the stirrups
ϕ_l	Diameter of the longitudinal reinforcement

3.7 Additional symbols used in Annex G

3.7.1 Latin upper case letters

C_2	Coefficient
$M_{pl,sc}$	Plastic moment of the connector
W_{sc}	Modulus of flexion

3.7.2 Latin lower case letters

$f_{ctk,0,05}$	Characteristic value of tensile strength of concrete in accordance with EN 1992-1-1:2023, Table 5.1
k_u	Correction factor
n_y	Number of plastic yielding in the stud

3.8 Additional symbols used in Annex H

3.8.1 Latin upper case letters

$A_{c,N}/A_{c,N}^0$	Ratio taking into account the geometric effect of axial spacing and edge distance on the characteristic resistance $N_{c,Rk}$
$N_{c,Rd}$	Design resistance of the headed stud to concrete cone failure
$N_{c,Rk}$	Characteristic resistance of the headed stud to concrete cone failure
$N_{c,Rk}^0$	Characteristic resistance of a single headed stud placed in the slab and not influenced by adjacent studs or edges
$N_{p,Rd}$	Design resistance of the headed stud to concrete pull-out failure mode
$N_{p,Rk}$	Characteristic resistance of the headed stud to concrete pull-out failure mode
$N_{s,Rd}$	Design resistance of the steel stud to tension
$N_{s,Rk}$	Characteristic resistance of the steel stud to tension

3.8.2 Latin lower case letters

b_x	Distance
c	Distance of the headed stud to the closest edge
$c_{cr,N}$	Characteristic edge distance
h_{ef}	Effective embedment depth of the stud
k_1	Factor that takes into account the load transfer mechanism
n_s	Number of regularly spaced headed studs
$s_{rc,N}$	Characteristic spacing of studs to ensure the characteristic resistance of the stud in case of concrete cone failure under tension load
t_h	Thickness of the head

3.8.3 Greek lower case letters

γ_{Mc}	Partial factor for the concrete cone failure mode
γ_{Mp}	Partial factor for the pull-out failure mode
γ_{Ms}	Partial factor for the tension resistance of steel of the stud
$\psi_{ec,N}$	Factor taking into account the group effect when different tension loads are acting on the individual fasteners of a group in case of concrete cone failure
$\psi_{M,N}$	Factor
ψ_p	Increasing factor for the characteristic resistance of the headed stud to concrete pull-out failure mode

$\psi_{re,N}$	Shell spalling factor
$\psi_{s,N}$	Factor taking into account the disturbance of the distribution of stresses in the concrete due to the proximity of an edge of the slab

3.9 Additional symbols used in Annex I

η_m	Moment ratio
$m_{ybt,Ed}$	Design transverse bending moment per unit of length of the plate supporting the slab
$m_{ybt,Rd}$	Design transverse resistant bending moment per unit of length of the plate supporting the slab

3.10 Additional symbols used in Annex J

3.10.1 Latin upper case letters

A_s	Tensile stress area of the bolt
D_{upper}	Largest value of the upper sieve size D in an aggregate for the coarsest fraction of aggregates in the concrete permitted by EN 206.
F_{prC}	Preloading force in the bolt
L_{bc}	Nominal bearing length
L_f	Infill lengths
$P_{b,Rd}$	Design value of shear resistance based on bolt failure
$P_{c,Rd}$	Design value of shear resistance based on concrete failure

3.10.2 Latin lower case letters

a_b	Breadth of the chamfer
a_h	Height of the chamfer
b_e	Width of the hollow core slab
b_g	Gap between the slabs
d	Diameter of the bolt used as connector
f_{ub}	Ultimate tensile strength of the bolt
h_j	Depth of the slab where the transfer of compression is not possible
h_{pc}	Thickness of the precast floor plate
h_{sc}	Overall nominal height of the non-preloaded bolted shear connector above the flange
h_{core}	Diameter of openings in hollow core slabs

k Factor

3.10.3 Greek lower case letters

α_b, α_c Factors

β_h Coefficient

ε_h Coefficient

ϕ Diameter of the transverse rebars

4 Basis of design

4.1 General Rules

4.1.1 Requirements

(1) The design of composite structures shall be in accordance with the general rules given in EN 1990 and the specific provisions for steel-concrete composite structures given in this document.

(2) The basic requirements of EN 1990 are deemed to be satisfied for composite structures when the following are applied together:

- limit state design in conjunction with the partial factor method in accordance with EN 1990;
- actions in accordance with EN 1991 (all parts);
- combination of actions in accordance with EN 1990; and
- resistances, durability and serviceability in accordance with this document.

4.1.2 Robustness

(1) The provisions on robustness given in EN 1990, EN 1993-1-1 and EN 1992-1-1 should be followed.

(2) The general arrangement of the structure and the interaction and connection of its various parts should be such as to give appropriate robustness during construction and use.

4.1.3 Reliability

(1) The provisions on reliability given in EN 1990, EN 1993-1-1 and EN 1992-1-1 shall be followed.

4.2 Principles of limit states design

(1) The ultimate limit state and serviceability limit state shall be considered for all aspects of the composite structure.

(2) All relevant design situations shall be considered, including relevant phases in the erection stage.

NOTE For the selection of design situations, see EN 1990.

4.3 Basic variables

4.3.1 Actions and environmental influences

- (1) The characteristic values of actions for the design of composite structures, including any regional, climatic and accidental situations, shall be obtained from the relevant parts of EN 1991.
- (2) The actions to be considered during the erection stage may be obtained from EN 1991-1-6.
- (3) In verification for steel sheeting as formwork, the effects of ponding shall be considered.

4.3.2 Material and product properties

- (1) Unless otherwise stated in EN 1994-1-1, actions caused by time dependent behaviour of concrete should be obtained from EN 1992-1-1.

4.3.3 Classification of actions

- (1) The effects that occur in statically determinate structures, and in statically indeterminate structures when compatibility of the deformations is not considered, shall be classified as primary effects.

NOTE The effects of shrinkage and creep of concrete and non-uniform changes of temperature result in internal forces in cross-sections, curvatures and longitudinal strains in members.

- (2) In statically indeterminate structures, the primary effects of shrinkage, creep and temperature are associated with additional action effects, such that the total effects are compatible. These additional effects shall be classified as secondary effects and shall be considered as indirect actions.

4.4 Verification by the partial factor method

4.4.1 Design values

4.4.1.1 Design values of actions

- (1) For the design of composite structures, combination of actions and partial factors of actions shall be derived from EN 1990:2023, Annex A.

- (2) For pre-stress by controlled imposed deformations, e.g. by jacking at supports, the partial factor γ_p should be specified for ultimate limit states, taking into account favourable and unfavourable effects.

NOTE The value for γ_p for favourable effects is 1,0 and for unfavourable effects is 1,1 unless a different value is given in the National Annex.

4.4.1.2 Design values of material or product properties

- (1) Unless an upper estimate of strength is required, partial factors shall be applied to lower characteristic or nominal strengths.

- (2) For concrete, the design compressive strength f_{cd} shall be obtained by reference to EN 1992-1-1:2023, 5.1.3 and 5.1.6(1) for normal weight concrete and to EN 1992-1-1:2023, Annex M, Tables M.1 and M.2 for lightweight concrete.

NOTE 1 For confined concrete, see EN 1992-1-1:2023, 8.1.4.

NOTE 2 More details for compressive strength f_{cd} are given in 5.1.

NOTE 3 The value for γ_c is that used in EN 1992-1-1.

(3) For steel reinforcement, the design yield strength f_{sd} corresponds to the value f_{yd} as given in EN 1992-1-1:2023, 5.2.4(1). More details for steel reinforcement are given in 5.2.

NOTE The value for γ_s is that used in EN 1992-1-1.

(4) For structural steel, connecting devices in accordance with EN 1993-1-8 and profiled steel sheeting, partial factors γ_M shall be applied. Unless otherwise stated, the partial factor for structural steel shall be taken as γ_{M0} .

NOTE 1 Values for γ_M are those given in EN 1993-1-1 for structural steel

NOTE 2 Values for γ_M are those given in EN 1993-1-8 for connecting devices

NOTE 3 Values for γ_M are those given in EN 1993-1-3 for profiled steel sheeting. The recommended value for profiled steel sheeting in tension is 1,0 unless the National Annex specifies different values.

(5) For shear connection, a partial factor γ_v shall be applied.

NOTE The value for γ_v is 1,25 unless the National Annex gives a different value.

(6) For longitudinal shear in composite slabs for buildings, a partial factor γ_{vs} shall be applied.

NOTE The value for γ_{vs} is 1,25 unless the National Annex gives a different value.

4.4.1.3 Design values of geometrical data

(1) Geometrical data for cross-sections and systems may be taken from the relevant EN and EN-ISO product standards, EADs or ETAs or drawings for the execution and treated as nominal values. Reference is given to EN 1993-1-1:2022, 4.2.2 and EN 1992-1-1:2023, 4.2.2.

4.4.2 Design resistances

(1) For composite structures, design resistances shall be determined in accordance with EN 1990:2023, Formula (8.20), Formula (8.21) or Formula (8.23).

4.4.3 Combination of actions

(1) The combination of actions given in EN 1990:2023, Clause 8 and Annex A shall be used.

4.4.4 Verification of static equilibrium

(1) The reliability format for the verification of static equilibrium for buildings, as described in EN 1990:2023, Table A1.8, shall be applied to design situations equivalent to the static equilibrium limit state, e.g. for the design of holding down anchors or the verification of uplift of bearings of continuous beams.

5 Materials

5.1 Concrete

(1) Unless otherwise given in EN 1994-1-1, properties should be obtained by reference to EN 1992-1-1:2023, 5.1.3 and 5.1.6 for normal weight concrete and to EN 1992-1-1:2023, Annex M for lightweight concrete.

(2) Except where (3) applies, the design compressive strength of the concrete f_{cd} should be taken from EN 1992-1-1:2023, 5.1.6 or Annex M.

(3) The design compressive strength of the concrete f_{cd} should be taken from EN 1992-1-1:2023, 5.1.6 formula (5.3), where the value of η_{cc} in accordance with EN 1992-1-1:2023, formula (5.4) or formula (M.4) should not exceed the value of 0,85 for

- the bending resistance determined using plastic methods in accordance with 8.2.1.2, 8.2.1.3 or 8.3.2 (2); or
- the bending resistance determined using non-linear methods in accordance with 8.2.1.5 where the complete thickness of the concrete flange is subject to compression; or
- the resistance of the cross section of a column, determined using plastic methods in accordance with 8.8.3.2.

Notwithstanding the above, where the resistance of the cross section of a concrete filled section is determined using plastic methods in accordance with 8.8.3.2, the limit of 0,85 on the value of η_{cc} may be increased to 1,0.

NOTE The proposed value for k_{tc} in accordance with EN 1992-1-1 is 1,0 for the concrete compression strength at 28-days, unless other values are given by the National Annex to this standard. For concrete compression strength based on $t_{ref} > 28$ days reference is given to EN 1992-1-1:2023, 5.1.6(1).

(4) This part of EN 1994 does not cover the design of composite structures with concrete strength classes lower than C20/25 and LC20/22 and higher than C70/85 and LC60/66.

(5) Shrinkage of concrete should be determined taking account of the ambient humidity, the dimensions of the element and the composition of the concrete.

(6) Where composite action is taken into account in buildings, the effects of autogenous shrinkage may be neglected in the determination of stresses and deflections.

(7) For buildings, the values of shrinkage strain should be as given in EN 1992-1-1 or in Annex C.

NOTE The choice of values can be given in the National Annex.

(8) The secant modulus of elasticity of the concrete E_{cm} for short-term loading should be obtained by reference to EN 1992-1-1:2023, 5.1.4 for normal weight concrete and EN 1992-1-1:2023, Annex M for lightweight aggregate concrete.

(9) The application of fibre reinforced concrete in accordance with EN 1992-1-1:2023, Annex L requires advanced design methods based on the stress-strain curve of the fibre reinforced concrete and justification of the shear connector resistance by experimental tests in accordance with Annex B.

5.2 Reinforcing steel

(1) Properties should be obtained by reference to EN 1992-1-1:2023, 5.2, see also 4.4.1.2(3). All reinforcing steel used in composite structures where plastic resistance is taken into account, should meet the requirements of ductility Class B or Class C in accordance with EN 1992-1-1:2023, Table 5.5.

(2) For composite structures, the design value of the modulus of elasticity E_s may be taken as equal to the value for structural steel given in EN 1993-1-1:2022, 5.2.5.

(3) The rules for in this part of EN 1994 does not apply for reinforcement grades higher than B500 for the following cases:

- plastic global analysis of continuous composite beams;
- plastic resistance of partially-encased composite beams sections;
- plastic resistance of composite slabs; and

- plastic resistance of composite columns in accordance with 8.8.3.

5.3 Structural steel

- (1) Properties should be obtained by reference to EN 1993-1-1:2022, 5.1 and 5.2, see also 4.4.1.2(4).
- (2) The rules for application of plastic resistance in this Part of EN 1994 apply to structural steel of nominal yield strength not more than 460 N/mm².

5.4 Connecting devices

5.4.1 Fasteners

- (1) Reference should be made to EN 1993-1-8 for requirements for fasteners (bolts, rivets or pins) and welding consumables.

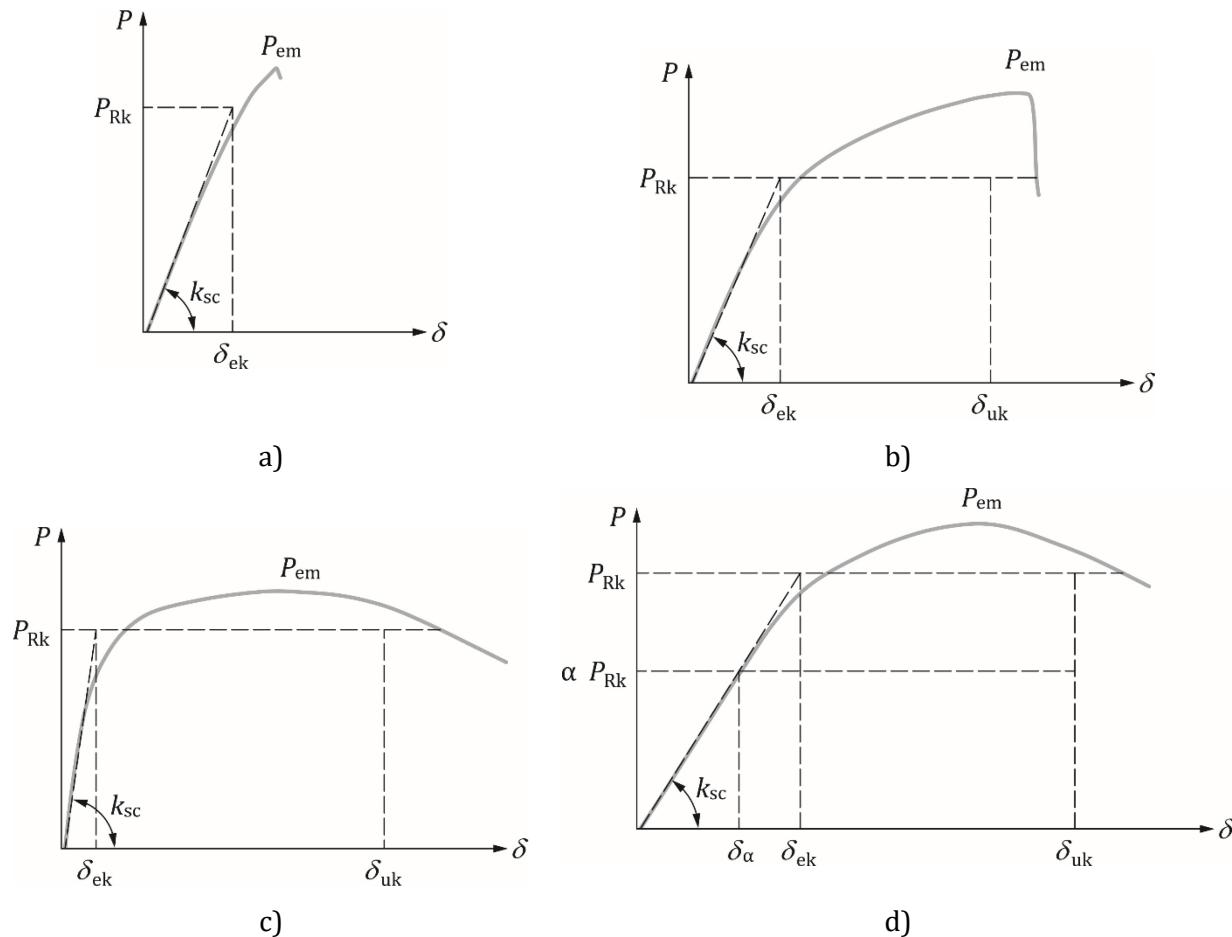
5.4.2 Shear connectors

5.4.2.1 Ductility

- (1) Shear connectors that are used in design according to this Eurocode should be classified according to the requirements given in Table 5.1. The associated load-slip relation $P-\delta$ for the Ductility Categories, together with the definition of δ_{ek} and δ_{uk} are given in Figure 5.1. The properties δ_{uk} , δ_{ek} , P_{Rk} and P_{em} are to be evaluated in accordance with Annex B.

Table 5.1 — Ductility Categories for shear connectors

Ductility Category	Characteristic elastic slip when characteristic resistance is reached δ_{ek}	Characteristic slip capacity in ULS δ_{uk}	Definition
D1	-	-	Brittle or flexible shear connector with linear or multilinear load slip curve, not fulfilling the requirements of the Ductility Categories D2 or D3 [see Figure 5.1(a) and(b)]
D2	$\delta_{ek} \leq 2,5 \text{ mm}$	6,0 mm $\leq \delta_{uk} < 10 \text{ mm}$	Ductile shear connector in accordance with (2), (3) or (5) with sufficient deformation capacity in accordance with (4) to justify the assumption of ideal-plastic behaviour of the shear connection in the structure, where the characteristic resistance P_{Rk} intersects δ_{ek} and δ_{uk} in the load-slip curve [see Figure 5.1(c), (d)]
D3		$\delta_{uk} \geq 10 \text{ mm}$	

**Key**

- a) D1 Ductility Category D1 (brittle behaviour)
- b) D1 Ductility Category D1 (flexible behaviour with multilinear curve)
- c) D2 or D3 Ductility Category D2 and D3 (ductile behavior)
- d) D2 or D3 Ductility Category D2 and D3 where the design longitudinal shear stress is to be modified by the ratio α according to Clause (5)

Figure 5.1 — P-δ relation for Ductility Categories

(2) Headed studs in solid slabs may be deemed to be Ductility Category D2 when the rules for headed studs and shear connection in 8.6.8.1 apply and the concrete strength Class does not exceed C60/75.

NOTE For other types of shear connectors, the classification into the Ductility Category in accordance with Table 5.1 can be verified by push tests in accordance with Annex B or taken from an European Technical Specification (TS) or a transparent and reproducible assessment that complies with all the requirements of an European Assessment Document (EAD).

(3) Headed studs in profiled steel sheeting may be deemed to be at least Ductility Category D2 when the design resistance for shear is calculated in accordance with 8.6.9.1(1) or 8.6.9.2(1).

NOTE For Ductility Category D3 shear connectors, the classification can be provided by Push-Tests in accordance with Annex B or taken from an European Technical Specification (TS) or a transparent and reproducible assessment that complies with all the requirements of an European Assessment Document (EAD).

(4) The assumption of ideal plastic behavior is to be verified to classify shear connectors in Category D2 or D3. This may be deemed to be fulfilled when the assumption of a horizontal plateau of the load-slip curve between δ_{ek} and δ_{uk} can be proved.

NOTE A horizontal plateau of the load-slip curve between δ_{ek} and δ_{uk} can be assumed if the ratio of P_{em} / P_{Rk} does not exceed a value of 1,3.

(5) Shear connectors fulfilling the requirements of δ_{ek} for Category D2 or D3, exceeding the minimum ultimate slip capacity δ_{uk} given in Table 5.1 but not fulfilling the assumption of a horizontal plateau of the load-slip curve between δ_{ek} and δ_{uk} in accordance with (4) may be considered as Category D2 and D3 respectively, provided that design longitudinal shear stress on a shear failure for any potential surface of longitudinal shear failure in accordance with 8.6.11.2 is increased by the ratio of $P_{Rk} / (\alpha \cdot P_{Rk})$, [see Figure 5.1(d)]. Otherwise those connectors are to be classified in Category D1, Table 5.1.

NOTE 1 The values α may be taken from an European Technical Specification (TS) or a transparent and reproducible assessment that complies with all the requirements of an European Assessment Document (EAD) or the value for P_{em} and P_{Rk} can be determined by push tests in accordance with Annex B.1.

NOTE 2 For the classification, the shear connector resistance $\alpha \cdot P_{Rk}$ may be taken at a slip of δ_a . The design shear resistance is then taken as $P_{Rd} = \alpha \cdot P_{Rk} / \gamma_v$ where $0 < \alpha \leq 1,0$, [see Figure 5.1(d)]. The value δ_a is smaller than 2,0 mm unless the National Annex gives a different value for use within specific countries.

(6) The flexibility of the shear connector is to be considered:

- in ultimate limit states where significant impact on the rotation capacity of a member is expected;
- in serviceability limit states where significant impact on the deflection of a member is expected.

5.4.2.2 Headed stud shear connectors

(1) Reference should be made to EN ISO 13918. The headed stud shear connectors should be type SD1 or SD3.

(2) The rules for headed studs and shear connection in accordance with 8.6 apply.

5.4.2.3 Other types of shear connectors

(1) Other types of shear connectors may be used if their performance (in particular load-slip behaviour) has been adequately verified.

NOTE European Standard (EN), European Technical Specification (TS) or a transparent and reproducible assessment that complies with all the requirements of an European Assessment Document (EAD) or verification in accordance with Annex B.2 provide adequate verification.

5.5 Profiled steel sheeting for composite slabs in buildings

(1) Properties should be obtained by reference to FprEN 1993-1-3:2023, 5.1 and 5.2.

(2) For the design of composite slabs according to this standard, profiled steel sheets should be:

- profiled steel sheets manufactured from steel in accordance with EN 10025 (all parts) or;
- cold-formed steel sheets in accordance with EN 10149-2 or EN 10149-3 or;
- galvanized steel sheet in accordance with EN 10346 or;
- galvanized steel sheet with organic coatings in accordance with EN 10169.

6 Durability

6.1 General

(1) The relevant provisions given in EN 1990, EN 1992 and EN 1993 shall be followed.

(2) Detailing of the shear connection shall be in accordance with 8.6.10 for headed studs.

NOTE For other types of shear connector detailing is to be applied in accordance to CEN/TS 1994-1-102—¹, or an European Technical Product Specification.

6.2 Profiled steel sheeting for composite slabs in buildings

(1) The exposed surfaces of the steel sheeting shall be adequately protected to resist the particular atmospheric conditions. The relevant provisions given in EN 1993-1-3 should be followed.

(2) Zinc and other metallic coatings, if specified, shall be in accordance to EN 10346 or with relevant standards.

NOTE Hot-dipped zinc coated (Z275) profiled steel sheeting is sufficient for internal elements in a non-aggressive environment but the specification can be varied depending on service conditions.

(3) Organic coatings, if specified, should be in accordance with EN 10169 or with relevant standards in force.

7 Structural analysis

7.1 Structural modelling for analysis

7.1.1 Structural modelling and basic assumptions

(1) Clause 7 is applicable to composite structures in which most of the structural members and joints are either composite or of structural steel.

(2) The structural model and basic assumptions shall be chosen in accordance with EN 1990:2023, 7.1.1 and shall reflect the anticipated behaviour of the cross-sections, members, joints and bearings.

(3) Where the structural behaviour is essentially that of a reinforced or pre-stressed concrete structure, with only a few composite members, global analysis should be generally in accordance with EN 1992-1-1.

(3) Analysis of composite slabs with profiled steel sheeting in buildings should be in accordance with Clause 10.

(4) For the calculation of bending effects in composite beams resulting from shrinkage and non-uniform changes of temperature, the effective width of the concrete slab in accordance with 7.4.1.2 may be used.

7.1.2 Joint modelling

(1) The effects of the behaviour of the joints on the distribution of internal forces and moments within a structure, and on the overall deformations of the structure, may be neglected, but where such effects are significant (such as in the case of semi-continuous joints) they should be taken into account, see Clause 11 and EN 1993-1-8.

(2) To identify whether the effects of joint moment-rotation behaviour on the analysis need to be taken into account, a distinction should be made between three joint models as follows, see FprEN 1993-1-8:2023, 11.2 and 7.1.1.

- For a simple joint model, the joint may be assumed not to transmit bending moments.
- For a semi-continuous joint model, the behaviour of the joint needs to be taken into account in the global analysis.
- For a continuous joint model, the behaviour of the joint may be assumed to have no effect on the global analysis.

(3) For buildings, the requirements of the various types of joint given in Clause 11 and in EN 1993-1-8 shall apply.

7.1.3 Ground-structure interaction

(1) Account shall be taken of the deformation characteristics of the supports where significant.

NOTE EN 1997 gives guidance for calculation of soil-structure interaction.

7.2 Structural stability

7.2.1 Effects of deformed geometry of the structure

(1) The action effects may generally be determined using either:

- first-order analysis, using the undeformed geometry of the structure;
- second-order analysis, taking into account the influence of the deformation of the structure.

(2) The effects of the deformed geometry (second-order effects) shall be considered if they increase the action effects significantly or modify significantly the structural behaviour.

(3) First-order analysis may be used if the increase of the relevant internal forces or moments caused by the deformations given by first-order analysis is not significant. It may be assumed that second-order effects are insignificant if the conditions EN 1993-1-1:2022, 7.1 and 7.2 are satisfied. For composite columns the effective stiffness should be determined in accordance with 8.8.3.4(2).

(4) In determining the stiffness of the structure, appropriate allowances shall be made for cracking and creep of concrete and for the behaviour of the joints. For the stiffness of the joints, see Clause 11.

7.2.2 Methods of analysis for buildings

(1) Beam-and-column type plane frames may be checked for sway mode failure with first-order analysis if the conditions in EN 1993-1-1:2022, 7.2.1(5) are satisfied for each storey. In these structures α_{cr} may be calculated using the expression given in EN 1993-1-1:2022, 7.2.1(10), provided that the axial compression in the beams is not significant and appropriate allowances are made for cracking of concrete, see 7.4.2.3, creep of concrete, see 7.4.2.2 and for the behaviour of the joints, see 11.2 and FprEN 1993-1-8:2023, 7.1.

(2) Second-order effects may be included indirectly by using a first-order analysis with appropriate amplification.

(3) If second-order effects in individual members and relevant member imperfections are fully accounted for in the global analysis of the structure, individual stability checks for the members are not required.

(4) If second-order effects in individual members or certain member imperfections (e.g. for flexural and/or lateral-torsional buckling) are not fully accounted for in the global analysis, the stability of individual members should be checked for the effects not included in the global analysis.

(5) If the global analysis neglects lateral-torsional effects, the resistance of a composite beam to lateral-torsional buckling should be checked using 8.4.

(6) For composite columns and composite compression members, flexural stability may be checked using one of the following methods:

- by global analysis in accordance with 7.2.2(3), with the resistance of cross-sections being verified in accordance with 8.8.3.6 or 8.8.3.7, or
- by analysis of the individual member in accordance with 8.8.3.4, taking account of end moments and forces from global analysis of the structure including global second-order effects and global imperfections when relevant. The analysis of the member should account for second-order effects in the member and relevant member imperfections, see 7.3.2.3 with the resistance of cross-sections being verified in accordance with 8.8.3.6 or 8.8.3.7, or
- for members in axial compression, by the use of buckling Curves to account for second-order effects in the member and member imperfections, see 8.8.3.5. This verification should take account of end forces from global analysis of the structure including global second-order effects and global imperfections when relevant, and should be based on a buckling length equal to the system length.

(7) For structures in which the columns are structural steel, stability shall be verified. This requirement may be achieved by member checks based on buckling lengths, in accordance with EN 1993-1-1:2022, 7.2.2(9) and 8.3.

7.3 Imperfections

7.3.1 Basis

(1) Appropriate allowances shall be incorporated in the structural analysis to cover the effects of imperfections, including residual stresses and geometrical imperfections such as lack of verticality, lack of straightness, lack of flatness, lack of fit and the unavoidable minor eccentricities present in joints of the unloaded structure.

(2) The assumed shape of imperfections shall take account of the elastic buckling mode of the structure or member in the plane of buckling considered, in the most unfavourable direction and form.

7.3.2 Imperfections in buildings

7.3.2.1 General

(1) Equivalent geometric imperfections (see 7.3.2.2 and 7.3.2.3) should be used, with values that reflect the possible effects of global imperfections and of local imperfections, unless the effects of local imperfections are included in the resistance formulae for member design, see 7.3.2.3.

(2) When performing the global analysis for determining forces and moments at member ends to be used in member checks in accordance with 8.4 and/or 8.8, equivalent bow imperfections may be neglected. However, for frames sensitive to second-order effects, equivalent bow imperfections of members additionally to global sway imperfections should be introduced in the structural analysis of the frame for each compressed member if the following conditions are met:

- at least one moment resistant joint at one member end; and
- $N_{Ed} > 0,25 N_{cr,eff}$

where

N_{Ed} is the design value of the compression force; and

$N_{cr,eff}$ is the critical axial force determined for in-plane flexural buckling of the member considered as hinged at its ends using the flexural stiffness given in 8.8.3.4.

(3) Member imperfections shall always be considered when verifying stability within a member's length in accordance with 8.8.3.6 or 8.8.3.7.

(4) Imperfections within steel compression members should be considered in accordance with EN 1993-1-1:2022, 7.3.3.

7.3.2.2 Global imperfections

(1) The effects of imperfections should be allowed for in accordance with 7.3.2.1(2) and EN 1993-1-1:2022, 7.3.2.

7.3.2.3 Member imperfections

(1) Design values of equivalent bow imperfection for composite columns and composite compression members should be taken from Table 8.7.

(2) For laterally unrestrained composite beams, the effects of imperfections are incorporated within the formula given for buckling resistance moment (see 8.4).

(3) For steel members, the effects of imperfections are incorporated within the formulae given for buckling resistance (see EN 1993-1-1:2022, 8.3).

7.4 Calculation of action effects

7.4.1 Methods of global analysis

7.4.1.1 General

(1) Action effects may be calculated by elastic global analysis, even where the resistance of a cross-section is based on plastic or other non-linear stress distribution.

(2) Elastic global analysis should be used for serviceability limit states, with appropriate corrections for non-linear effects such as cracking of concrete.

(3) Elastic global analysis should be used for verifications of the ultimate limit state caused by fatigue.

(4) The effects of shear lag and of local buckling shall be taken into account if they significantly influence the global analysis.

(5) The effects of local buckling of steel elements on the choice of method of analysis may be taken into account by Classifying cross-sections, see 7.5.

(6) The effects of local buckling of steel elements on stiffness may be ignored in typical composite sections (Figure 8.1). For cross-sections of Class 4, see FprEN 1993-1-5:2023, 4.3.

(7) The effects on the global analysis of slip in bolt holes and similar deformations of connecting devices should be considered.

(8) Unless non-linear analysis is used, the effects of slip and separation on the calculation of internal forces and moments may be neglected at interfaces between steel and concrete where shear connection is provided in accordance with 8.6.

7.4.1.2 Effective width of flanges for shear lag

(1) Allowance shall be made for the flexibility of steel or concrete flanges affected by shear in their plane (shear lag) either by means of rigorous analysis, or by using an effective width of flange.

(2) The effects of shear lag in steel plate elements should be considered in accordance with EN 1993-1-1:2022, 7.2.1(7) and EN 1993-1-1:2022, Clause 8.

(3) The effective width of concrete flanges should be determined in accordance with the following provisions.

(4) When elastic global analysis is used, a constant effective width may be assumed over the whole of each span. This value may be taken as the value $b_{\text{eff},1}$ at mid-span for a span supported at both ends, or the value $b_{\text{eff},2}$ at the support for a cantilever.

(5) At mid-span or at internal support, the total effective width b_{eff} , see Figure 7.1, may be determined from:

$$b_{\text{eff}} = b_{0i} + \sum b_{ei} \quad (7.1)$$

where

b_{0i} is the distance between the centres of the outstand shear connectors;

b_{ei} is the value of the effective width of the concrete flange on each side of the web and taken as $L_e/8$ but not greater than the geometric width b_i and

b_i is the distance from the outstand shear connector to a point mid-way between adjacent webs, measured at mid-depth of the concrete flange, except that at a free edge b_i is the distance to the free edge. The length L_e should be taken as the approximate distance between points of zero bending moment. For typical continuous composite beams, where a moment envelope from various load arrangements governs the design, and for cantilevers, L_e may be assumed to be as shown in Figure 7.1.

(6) The effective width at an end support may be determined from:

$$b_{\text{eff}} = b_{0i} + \sum \beta_i b_{ei} \quad (7.2)$$

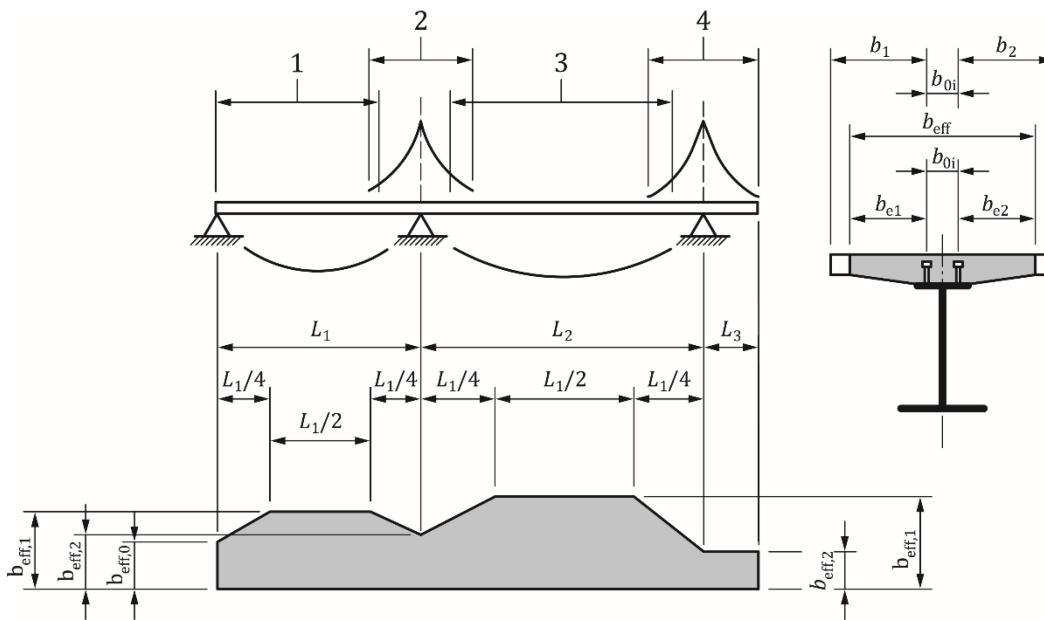
with:

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0 \quad (7.3)$$

where

b_{ei} is the effective width (see (5)) of the end span at mid-span and L_e is the equivalent span of the end span in accordance with Figure 7.1.

(7) The distribution of the effective width between supports and mid-span regions may be assumed to be as shown in Figure 7.1.

**Key**

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

Figure 7.1 — Equivalent spans, for effective width of concrete flange

(8) Where, in buildings, the bending moment distribution is influenced by the resistance or the rotational stiffness of a joint, this should be considered in the determination of the length L_e .

(9) For analysis of building structures, b_{0i} may be taken as zero and b_i measured from the centre of the web.

7.4.2 Linear elastic analysis

7.4.2.1 General

(1) Allowance should be made for the effects of cracking of concrete, creep and shrinkage of concrete, sequence of construction and pre-stressing.

7.4.2.2 Creep and shrinkage

(1) Appropriate allowance shall be made for the effects of creep and shrinkage of concrete.

(2) Except as given in (10), the effects of creep may be taken into account using a modular ratio n_L . The modular ratio depends on the type of loading (subscript L) and is given by:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \quad (7.4)$$

where

n_0 is the modular ratio E_a / E_{cm} for short-term loading;

E_{cm} is the secant modulus of elasticity of the concrete for short-term loading in accordance with 5.1 (8);

φ_t is the creep coefficient $\varphi(t, t_0)$ in accordance with EN 1992-1-1:2023, 5.1.5 or Annex M, depending on the age (t) of concrete at the moment considered and the age (t_0) at loading;

ψ_L is the creep multiplier depending on the type of loading, which should be taken as:

- 1,1 for permanent loads;
- 0,55 for primary and secondary effects of shrinkage; and
- 1,5 for pre-stressing by imposed deformations.

NOTE Symbol “ L ”:

- $L=0$; for non-permanent loads,
- $L = P$; for permanent loads,
- $L = sh$; for effects of shrinkage,
- $L = D$; for pre-stressing by imposed deformations,
- $L = PT$; for stresses developing due to creep.

Reference is given in Figure 8.7.

(3) For permanent loads on composite structures cast in several stages, one mean value of t_0 may be used for the determination of the creep coefficient. This value may also be used for pre-stressing by imposed deformations, if the age of all of the concrete in the relevant spans at the time of pre-stressing is more than 14 days.

(4) For shrinkage, the age at loading should generally be assumed to be one day.

(5) Where prefabricated slabs are used or when pre-stressing of the concrete slab is carried out before the shear connection has become effective, the creep coefficient and the shrinkage values from the time when the composite action becomes effective should be used.

(6) Where the bending moment distribution at t_0 is significantly changed by creep, for example in continuous beams of mixed structures with both composite and non-composite spans, the time-dependent secondary effects due to creep should be considered, except in global analysis for the ultimate limit state for members where all cross-sections are in Class 1 or 2. For the time dependent secondary effects, the modular ratio may be determined with a creep multiplier ψ_L of 0,55.

(7) The primary and secondary effects caused by shrinkage and creep of the concrete flange should be taken into account. The effects of creep and shrinkage of concrete may be neglected for analysis of ultimate limit states other than fatigue for composite members with all cross-sections in Class 1 or 2 where there is sufficient plastic redistribution and in which no allowance for lateral-torsional buckling is necessary.

NOTE 1 For serviceability limit states, see Clause 9.

NOTE 2 Sufficient plastic redistribution is assumed when the moment resistance is calculated in accordance with 8.2.1.2, 8.2.1.3 or 8.3.2.

(8) In regions where the concrete slab is assumed to be cracked in line with 7.4.2.3, the primary effects due to shrinkage may be neglected in the calculation of secondary effects.

(9) In composite columns and compression members, the effects of creep in accordance with 8.8.3.4(2) should be taken into account.

(10) For double composite sections with both flanges un-cracked (as outlined in 7.4.2.3; e.g. in case of pre-stressing) the effects of creep and shrinkage shall be determined by more accurate methods than the use of modular ratios in accordance with 7.4.2.2(2).

(11) For simplification in structures for buildings where sway mode failure may be checked by first-order analysis (7.2.2(1)), that are not mainly intended for storage and are not pre-stressed by controlled imposed deformations, the effects of creep in composite beams may be taken into account by replacing concrete areas A_c by effective equivalent steel areas A_c/n for both short-term and long-term loading, where n is the nominal modular ratio corresponding to an effective modulus of elasticity for concrete $E_{c,eff}$ taken as $E_{cm} / 2$.

7.4.2.3 Effects of cracking of concrete

(1) Appropriate allowance shall be made for the effects of cracking of concrete.

NOTE 1 This requirement gives rules for the identification of regions that can be considered as cracked in the global analysis and where the concrete is therefore to be neglected. The rules are considered appropriate for the calculation of action effects i.e. moments and shear.

NOTE 2 Rules for the calculation of longitudinal shear are given in 8.6.

(2) The following method may be used for the determination of the effects of cracking in composite beams with concrete flanges:

- a) First the envelope of the internal forces and moments for the characteristic combinations (see EN 1990:2023, 8.4.3.2), including long-term effects is calculated using the flexural stiffness $E_a I_1$ (see 3.1.16) of the un-cracked sections. This is defined as "un-cracked analysis".
- b) In regions where the extreme fibre tensile stress in the concrete due to the envelope of global effects, exceeding twice the strength f_{ctm} or $\eta_{lw,fct} f_{ctm}$ (see EN 1992-1-1:2023, Table 5.1 or Tables M.1 and M.2), the stiffness should be reduced to $E_a I_2$ (see 3.1.17). The resulting distribution of stiffnesses may be used to determine the distribution of the action effects for all limit states. A new distribution of internal forces and moments, and deformations if appropriate, is then determined by re-analysis. This is defined as "cracked analysis".

(3) For continuous composite beams with a concrete flange above the steel section and not prestressed, the following simplified method may be used. Where all the ratios of the length of adjacent continuous spans (shorter/longer) between supports are at least 0,6, the effect of cracking may be taken into account by using the flexural stiffness $E_a I_2$ over 15% of the span on each side of each internal support, and as the un-cracked values $E_a I_1$ elsewhere. This clause does not apply to members that are part of a moment frame that contributes to the stability of the structure.

(4) The effect of cracking of concrete on the flexural stiffness of composite columns and compression members should be determined in accordance with 8.8.3.4.

(5) In buildings, the contribution of any encasement to a beam may be determined by using the average of the cracked and un-cracked stiffness of the encasement. The area of concrete in compression should be determined from the plastic stress distribution.

7.4.2.4 Stages and sequence of construction

(1) Appropriate analysis shall be made to cover the effects of staged construction including where necessary separate effects of actions applied to structural steel and to fully or partially composite members.

(2) The effects of sequence of construction may be neglected in analysis for ultimate limit states other than fatigue, for composite members with all cross-sections in Class 1 or 2 where there is sufficient plastic redistribution and in which no allowance for lateral-torsional buckling is necessary.

NOTE Sufficient plastic redistribution is assumed when the moment resistance is calculated in accordance with 8.2.1.2, 8.2.1.3 or 8.3.2.

7.4.2.5 Temperature effects

(1) Account shall be taken of effects due to temperature in accordance with EN 1991-1-5.

(2) Temperature effects may normally be neglected in analysis for the ultimate limit states other than fatigue, for composite members with all cross-sections in Class 1 or 2 where there is sufficient plastic redistribution and in which no allowance for lateral-torsional buckling is necessary.

NOTE Sufficient plastic redistribution is assumed when the moment resistance is calculated in accordance with 8.2.1.2, 8.2.1.3 or 8.3.2.

7.4.2.6 Pre-stressing by controlled imposed deformations

(1) Where pre-stressing by controlled imposed deformations (e.g. jacking of supports) is provided, the effects of possible deviations from the assumed values of imposed deformations and stiffness on the internal moments and forces shall be considered for analysis of ultimate and serviceability limit states.

(2) Unless a more accurate method is used to determine internal moments and forces, the characteristic values of indirect actions due to imposed deformations should be calculated with the characteristic or nominal values of properties of materials and of imposed deformation, if the imposed deformations are controlled.

7.4.3 Non-linear global analysis

(1) Non-linear analysis shall be used in accordance with EN 1992-1-1:2023, 7.3.4 and EN 1993-1-1:2022, 7.4.3 or EN 1993-1-14. The non-linear behaviour of material shall be considered.

NOTE Information about material models is given in 8.2.1.5.

(2) The behaviour of the shear connection shall be taken into account.

(3) Effects of the deformed geometry of the structure shall be taken into account in accordance with 7.2.

7.4.4 Linear elastic analysis with limited redistribution for buildings

(1) Provided that second-order analysis need not to be considered, linear elastic analysis with limited redistribution may be applied to continuous beams and braced systems for the verification of ultimate limit states other than fatigue.

(2) The bending moment distribution given by a linear elastic global analysis in accordance with 7.4.2 may be redistributed in a way that satisfies equilibrium and takes account of the effects of inelastic behaviour of materials, and all types of buckling.

(3) Bending moments from a linear elastic analysis may be redistributed:

- a) in composite beams with full or partial shear connection as given in (4) to (8);
- b) in steel members in accordance with EN 1993-1-1:2022, 7.4.1(4);

- c) in concrete members subject mainly to flexure in accordance with EN 1992-1-1:2023, 7.3.2; and
d) in partially-encased beams without a concrete flange, in accordance with (b) or (c), whichever is the more restrictive.

(4) For the verification of ultimate limit states other than fatigue, the elastic bending moments in composite beams may be modified in accordance with (5) to (8) where all the following conditions are fulfilled

- the beam is a continuous composite beam;
- the beam is connected by rigid and full-strength joints, or by one such joint and one nominally-pinned joint;
- for a partially-encased composite beam, either it is established that rotation capacity is sufficient for the degree of redistribution adopted, or the contribution of the reinforced concrete encasement in compression is neglected when calculating the resistance moment at sections where the bending moment is reduced;
- each span is of uniform depth;
- no allowance for lateral-torsional buckling is necessary;
- the loading is mainly uniformly distributed. This should not be assumed if, in any span, more than half the design load for the span is concentrated over a length less than one-fifth of the span length; and
- the beam is only subjected to vertical loading.

(5) Where (4) applies, the bending moments in composite beams determined by linear elastic global analysis may be modified:

- a) by reducing maximum hogging moments by amounts not exceeding the percentages given in Table 7.1, or
- b) in beams with all cross-sections in Classes 1 or 2 only, by increasing maximum hogging moments by amounts not exceeding 10% for un-cracked elastic analysis or 20% for cracked elastic analysis, see 7.4.2.3, unless it is verified that the rotation capacity permits a higher value.

Table 7.1 — Limits to redistribution of hogging moments, per cent of the initial value of the bending moment to be reduced

Class of cross-section in hogging moment region	1	2	3	4
For un-cracked analysis	40	30	20	10
For cracked analysis	25	15	10	0

(6) For grades of structural steel higher than S355, redistribution should only be applied to beams with all cross-sections in Class 1 and Class 2. Redistribution by reduction of maximum hogging moments should not exceed 30% for an un-cracked analysis and 15% for a cracked analysis, unless it is demonstrated that the rotation capacity permits a higher value.

(7) For composite cross-sections in Class 3 or 4, the limits in Table 7.1 relate to bending moments assumed in design to be applied to the composite member. Moments applied to the steel member should not be redistributed.

(8) At the serviceability limit state for continuous beams with an upper concrete flange, a moment redistribution of 10% of the hogging support moment may be used based on an un-cracked analysis for action effects. Alternatively the moment distribution at SLS may be determined in accordance with 7.4.2.3.

(9) For partially-encased sections [Figure 8.1b) and 8.1e)], moment redistribution in accordance with Table 7.1 for Class 1 should not be used when the concrete encasement and reinforcement is taken into account for the bending resistance in 8.3.2, unless the rotation capacity of the section has been proven to be sufficient.

(10) For cross-sections in accordance with 8.2.1.2(2) where the plastic moment resistance cannot be reached, the limits to redistribution of hogging moment should not exceed those limits given in Table 7.1 for Class 3.

7.4.5 Rigid-plastic global analysis for buildings

(1) Rigid-plastic global analysis may be used for ultimate limit state verifications other than fatigue, where second-order effects do not have to be considered and provided that:

- all the members and joints of the frame are steel or composite;
- the steel material is in accordance with EN 1993-1-1:2022, 5.2.2;
- the cross-sections of steel members are in accordance with EN 1993-1-1:2022, 7.6; and
- the joints are able to sustain their plastic resistance moments for a sufficient rotation capacity.

(2) In beams and frames for buildings, it is normally not necessary to consider the effects of alternating plasticity (shakedown).

(3) Where rigid-plastic global analysis is used, at each plastic hinge location:

- a) the cross-section of the structural steel section shall be symmetrical about a plane parallel to the plane of the web or webs;
- b) the proportions and restraints of steel components shall be such that lateral-torsional buckling does not occur;
- c) lateral restraint to the compression flange shall be provided at all hinge locations at which plastic rotation may occur under any load case;
- d) the rotation capacity shall be sufficient, when account is taken of any axial compression in the member or joint, to enable the required hinge rotation to develop; and
- e) where rotation requirements are not calculated, all members containing plastic hinges shall have effective cross-sections of Class 1 at plastic hinge locations.

(4) For composite beams in buildings, the rotation capacity may be assumed to be sufficient where:

- a) the grade of structural steel does not exceed S355;
- b) the contribution of any reinforced concrete encasement in compression is neglected when calculating the design resistance moment;
- c) all effective cross-sections at plastic hinge locations are in Class 1; and all other effective cross-sections are in Class 1 or Class 2;
- d) each beam-to-column joint has been shown to have sufficient design rotation capacity, or to have a design resistance moment at least that of the connected beam where the resistance of the connected beam is calculated using the mean values of concrete strength (EN 1992-1-1:2023,

Table 5.1), $1,08 f_{sk}$ for the reinforcement and a design strength of structural steel of f_{yk} times the overstrength factor in FprEN 1993-1-8:2023, Table B.4.

- e) adjacent spans do not differ in length by more than 50% of the shorter span;
- f) end spans do not exceed 115% of the length of the adjacent span;
- g) in any span in which more than half of the total design load for that span is concentrated within a length of one-fifth of the span, then at any hinge location where the concrete slab is in compression, not more than 15% of the overall depth of the member should be in compression. This does not apply where it can be shown that the hinge will be the last to form in that span; and
- h) the steel compression flange at a plastic hinge location is laterally restrained.

(5) Unless verified otherwise, it should be assumed that composite columns do not have rotation capacity.

(6) Where the cross-section of a steel member varies along its length, EN 1993-1-1:2022, 7.6(3) is applicable.

(7) Where restraint is required as defined by (3) c) or (4) h), it should be located within a distance along the member from the calculated hinge location that does not exceed half the depth of the steel section.

7.5 Classification of cross-sections

7.5.1 General

(1) The Classification system defined in EN 1993-1-1:2022, 7.5.2 applies to cross-sections of composite beams.

(2) A composite section should be classified in accordance with the least favourable Class of its steel elements in compression.

NOTE The Class of a composite section normally depends on the sign of the bending moment at that section.

(3) A steel compression element restrained by attaching it to a reinforced concrete element may be placed in a more favourable Class provided that the resulting improvement in performance has been established.

(4) For Classification, the plastic stress distribution should be used except at the boundary between Classes 3 and 4, where the elastic stress distribution should be used taking into account sequence of construction and the effects of creep and shrinkage. For Classification, design values of strengths of materials should be used. Concrete in tension should be neglected. The distribution of the stresses should be determined for the gross cross-section of the steel web and the effective flanges.

(5) For cross-sections in Class 1 and 2 with bars in tension, reinforcement used within the effective width should have a ductility Class B or C, see EN 1992-1-1:2023, Table 5.5. Additionally for a section whose resistance moment is determined by 8.2.1.2, 8.2.1.3 or 8.2.1.5, a minimum area of reinforcement A_s within the effective width of the concrete flange should be provided to satisfy the condition given in:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (7.5)$$

with

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (7.6)$$

where

- A_c is the effective area of the concrete flange;
- f_y is the nominal value of the yield strength of the structural steel in N/mm²;
- f_{sk} is the characteristic yield strength of the reinforcement;

f_{ctm} is the mean tensile strength of the concrete, see EN 1992-1-1:2023, Table 5.1 or Tables M.1 and M.2;

k_c is a coefficient given in 9.4.2(1);

δ is equal to 1,0 for Class 2 cross-sections, and equal to 1,1 for Class 1 cross-sections at which plastic hinge rotation is required.

(6) Welded mesh should not be included in the effective section unless it has been shown to have sufficient ductility, when built into a concrete slab, to ensure that it will not fracture.

(7) In global analysis for stages in construction, account should be taken of the Class of the steel section at the stage considered.

7.5.2 Classification of composite sections without concrete encasement

(1) A steel compression flange, that is restrained from buckling by effective attachment to a concrete flange by shear connectors, may be assumed to be in Class 1 if the spacing of connectors is in accordance with 8.6.10.5.

(2) The Classification of other steel flanges and webs in compression in composite beams without concrete encasement should be in accordance with EN 1993-1-1:2022, Table 7.2. An element that fails to satisfy the limits for Class 3 should be taken as Class 4.

(3) Cross-sections with webs in Class 3 and flanges in Classes 1 or 2 may be treated as an effective cross-section in Class 2 with an effective web in accordance with EN 1993-1-1:2022, 8.2.2.4.

7.5.3 Classification of composite sections for buildings with concrete encasement

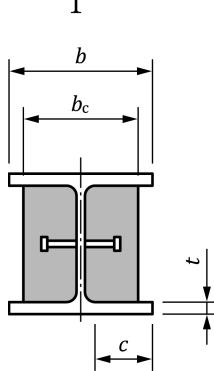
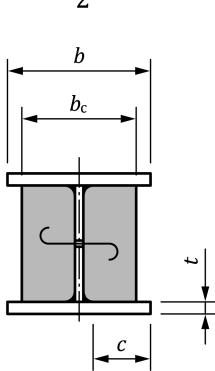
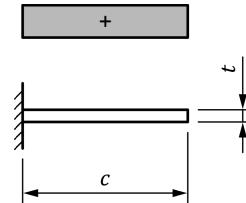
(1) A steel outstand flange of a composite section with concrete encasement in accordance with (2) below may be classified in accordance with Table 7.2.

(2) For a web of a concrete encased section, the concrete that encases it should be reinforced, mechanically connected to the steel section, and capable of preventing buckling of the web and of any part of the compression flange towards the web. It may be assumed that the above requirements are satisfied if:

- a) the concrete that encases a web is reinforced by longitudinal bars and stirrups, and/or welded mesh;
- b) the requirements for the ratio b_c / b given in Table 7.2 are fulfilled;
- c) the concrete between the flanges is fixed to the web in accordance with Figure 8.12 by welding the stirrups to the web or by means of bars of at least 6 mm diameter through holes and/or studs with a diameter greater than 10 mm welded to the web; and
- d) the longitudinal spacing of the studs on each side of the web or of the bars through holes is not greater than 400 mm. The distance between the inner face of each flange and the nearest row of fixings to the web is not greater than 200 mm. For steel sections with a maximum depth of not less than 400 mm and two or more rows of fixings, a staggered arrangement of the studs and/or bars through holes may be used.

(3) A steel web in Class 3 encased in concrete in accordance with (2) above may be represented by an effective web of the same cross-section in Class 2.

Table 7.2 — Classification of steel flanges in compression for partially-encased sections

 $0,8 \leq \frac{b_c}{b} \leq 1,0$		 Stress distribution (compression positive)
Class	Type	Limit
1	(1) rolled or (2) welded	$c / t \leq 9\varepsilon$
2		$c / t \leq 14\varepsilon$
3		$c / t \leq 20\varepsilon$

8 Ultimate limit states

8.1 Beams

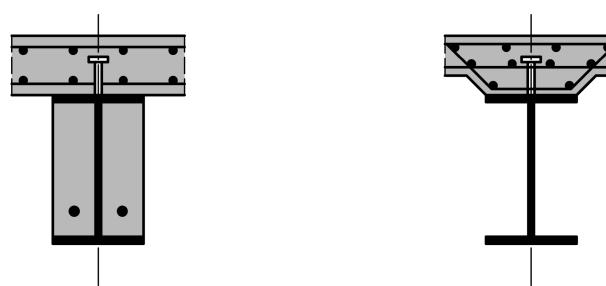
8.1.1 General

(1) Design resistances of composite cross-sections in bending and vertical shear should be determined in accordance with 8.2 for composite beams with uncased steel sections, and 8.3 for partially encased steel sections. For shallow floor beams in buildings, use the additional rules in Annex I (normative).

NOTE 1 In general, composite beams consist of a steel cross-section with a concrete flange, as given in Figure 8.1.

NOTE 2 For composite beams used in bridges, further guidance is given in EN 1994-2, for composite beams used in buildings refer to (2).

(2) For composite beams used in buildings, typical types of cross-section are shown in Figure 8.1 with either a solid slab [Figure 8.1a), b), c)] or a composite slab [Figure 8.1d), e) and f)]. Partially-encased beams [Figure 8.1b) and e)], are those in which the web of the steel section is encased by reinforced concrete and shear connection is provided between the concrete and the steel components.



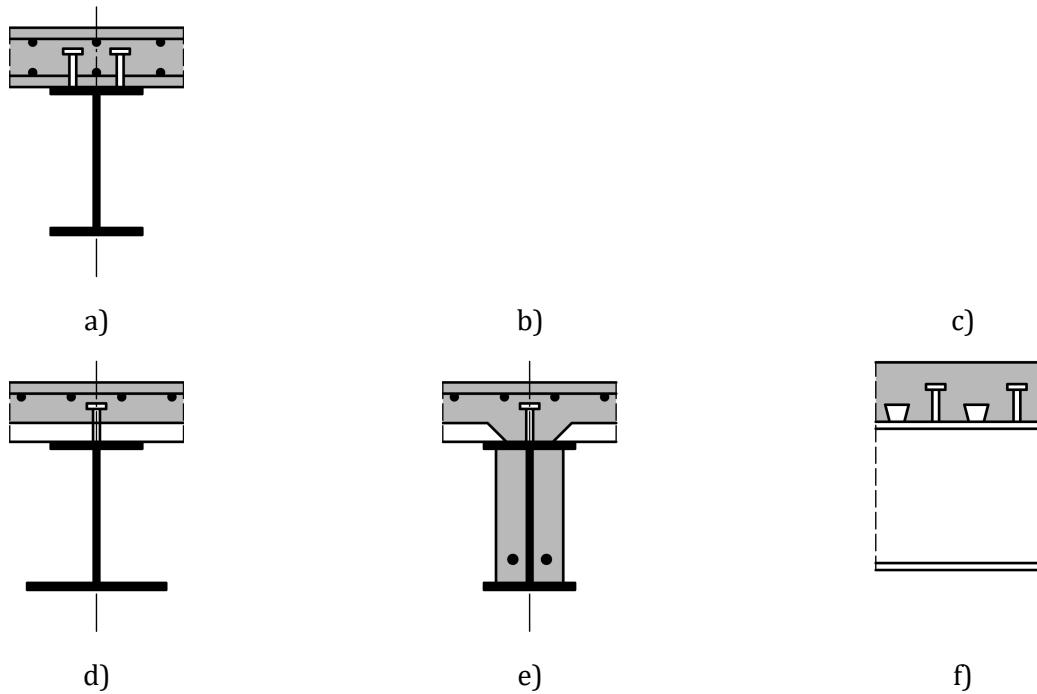


Figure 8.1 — Typical cross-sections of composite beams

(3) Composite beams shall be checked for:

- resistance of critical cross-sections (8.2 and 8.3);
- resistance to lateral-torsional buckling (8.4);
- resistance to shear buckling (8.2.2.4) and transverse forces on webs (8.5);
- resistance to longitudinal shear (8.6);
- resistance to fatigue (8.7); and
- resistance to plate buckling for Class 4 cross-sections (8.2.1.4).

(4) Critical cross-sections include sections:

- at positions of maximum bending moment;
- at supports;
- subjected to concentrated loads or reactions; and
- at places where a sudden change of cross-section occurs, other than a change due to cracking of concrete.

(5) A cross-section with a sudden change should be considered as a critical cross-section when the ratio of the greater to the lesser resistance moment is greater than 1,2.

(6) For checking resistance to longitudinal shear, a critical length consists of a length of the interface between two critical cross-sections. For this purpose critical cross-sections also include:

- free ends of cantilevers; and

- in tapering members, sections so chosen that the ratio of the greater to the lesser plastic resistance moments (under flexural bending of the same direction) for any pair of adjacent cross-sections does not exceed 1,5.

(7) The concepts "full shear connection" and "partial shear connection" are applicable only to beams in which plastic bending resistance is used in accordance with 8.2.1.2, 8.2.1.3 and 8.3.2. Limits to the use of partial shear connection are given in 8.6.3.3.

8.1.2 Effective width for verification of cross-sections

(1) The effective width of the concrete flange for verification of cross-sections should be determined in accordance with 7.4.1.2 taking into account the distribution of effective width between supports and mid-span regions.

(2) As a simplification for buildings, a constant effective width may be assumed over the whole region in sagging bending of each span. This value may be taken as the value $b_{\text{eff},1}$ at mid-span. The same assumption applies over the whole region in hogging bending on both sides of an intermediate support. This value may be taken as the value $b_{\text{eff},2}$ at the relevant support.

8.2 Resistances of cross-sections of beams

8.2.1 Bending resistance

8.2.1.1 General

(1) The plastic design bending resistance should be applied only where the effective composite cross-section is in Class 1 or Class 2 and where pre-stressing by tendons is not used.

(2) Elastic resistance for bending can be applied to cross-sections of any Class. Non-linear resistance may be applied to Class 1 or Class 2 cross-sections. For Class 3 cross-section, non-linear resistance may only be applied for structural steel in tension.

(3) When determining elastic or non-linear resistance, it may be assumed that the composite cross-section remains plane if the shear connection and the transverse reinforcement are designed in accordance with 8.6, considering appropriate distributions of design longitudinal shear force.

(4) The tensile strength of concrete shall be ignored.

(5) Where the steel section of a composite member is curved in plan, the effects of curvature should be taken into account.

(6) When any zones of the lower flange are in compression, the beam should be checked for lateral torsional buckling in accordance with 8.4.

(7) Additional rules for beams in bridges and beams subjected to biaxial bending, combined bending and torsion are given in prEN 1994-2:2024, 8.2.1.3(1).

(8) For widely spaced web openings, the impact of an opening on the moment resistance may be neglected when:

- the maximum dimension of the web opening is less than 10% of the steel section depth; and
- the eccentricity of the centre line of the opening relative to the centre line of the web does not exceed 10% of the steel section depth;

otherwise the influence on internal forces and secondary bending should be considered.

(9) For narrowly spaced openings or where (8) does not allow the impact of widely spaced openings to be neglected, use Annex D.

NOTE Annex E extends Annex D to cover web openings in beams where the flexural stiffness of the slab is significant.

8.2.1.2 Plastic moment resistance $M_{pl,Rd}$ of a composite cross-section

(1) The following assumptions should be made in the calculation of $M_{pl,Rd}$:

- there shall be full interaction between structural steel, reinforcement, and concrete;
- the effective area of the structural steel member shall be stressed to its design yield strength f_{yd} in tension or compression;
- the effective areas of longitudinal reinforcement in tension and in compression shall be stressed to their design yield strength f_{sd} in tension or compression. Alternatively, reinforcement in compression in a concrete slab may be neglected; and
- the effective area of concrete in compression shall resist a stress of f_{cd} , constant over the whole depth between the plastic neutral axis and the most compressed fibre of the concrete, where f_{cd} is the design cylinder compressive strength of concrete in accordance with 5.1(3).

Typical plastic stress distributions are shown in Figure 8.2.

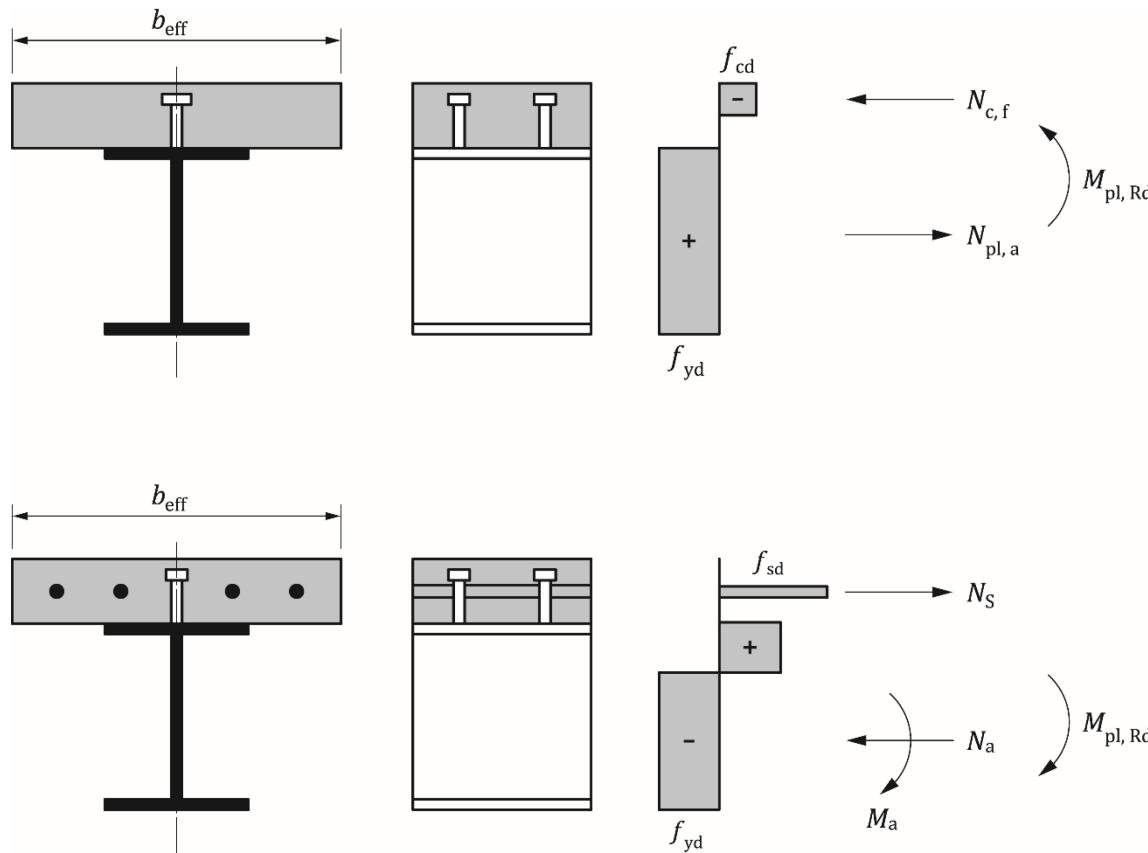


Figure 8.2 — Examples of plastic stress distributions for a composite beam with a solid slab and full shear connection in sagging and hogging bending

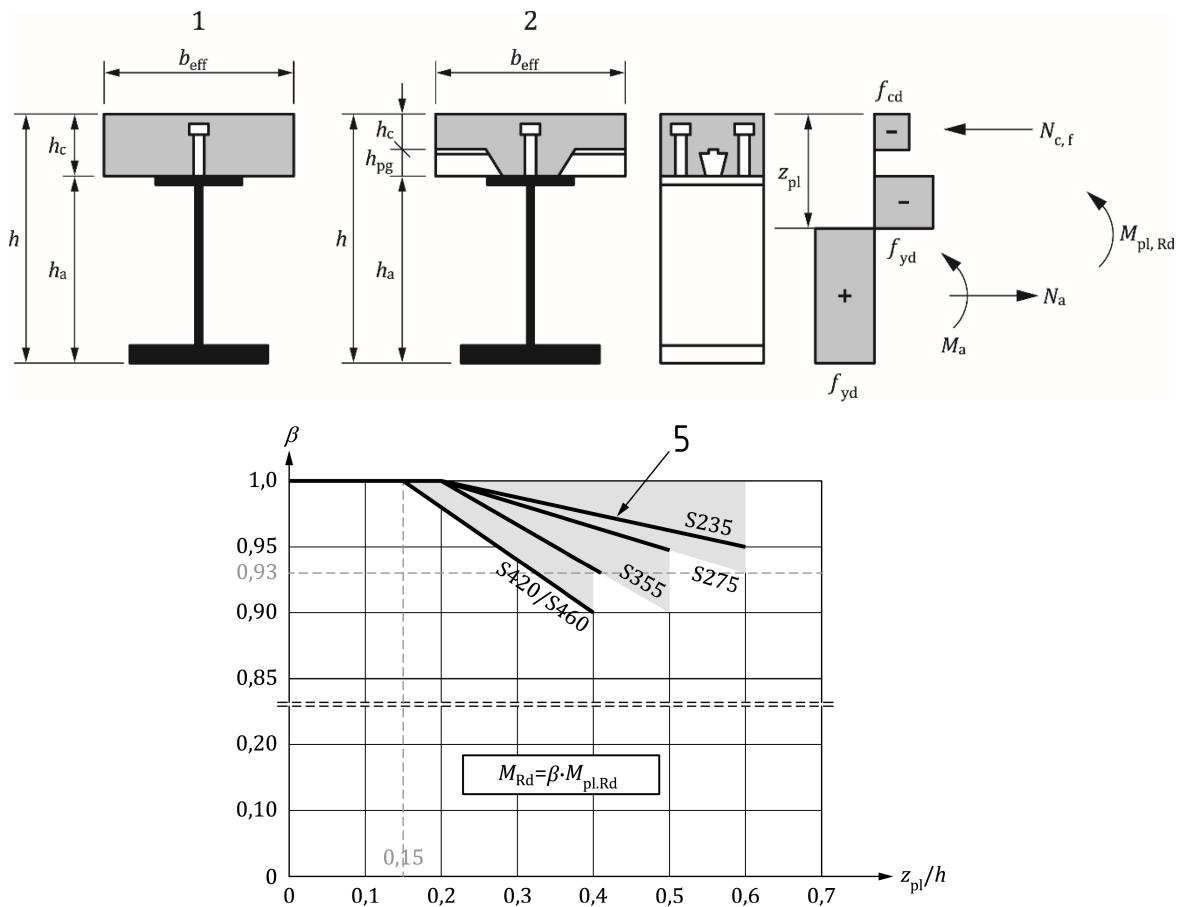
(2) To avoid concrete failure before the plastic moment resistance is reached, where the ratio z_{pl}/h exceeds the value of 0,2 for a steel grade not greater than S355, or 0,15 for steel grades S420/S460, the resistance to bending $M_{pl,Rd}$ should be:

- determined in accordance with 8.2.1.5.

b) alternatively, as a simplification, the design resistance moment M_{Rd} of a composite beam fulfilling the conditions:

- Concrete Class C20/25 – C50/60;
- $(h_c + h_{pg})/h_a$ is between 0,15 – 0,7;
- the overall height of any profiled sheeting, h_{pg} , is smaller than 135 mm;
- the ratio of the areas of the top and bottom flange, A_{ft}/A_{fb} , is smaller than 1,0;
- the ratio of the areas of the bottom and top flange, A_{fb}/A_{ft} , is smaller than 3,0;

may be taken as $\beta M_{pl,Rd}$, where β is the reduction factor given in Figure 8.3. The dimension z_{pl} is the distance between the plastic neutral axis, determined assuming full interaction between steel and concrete, and the extreme fibre of the concrete flange in compression, h is the overall depth of the member. If there is more than one steel grade in the cross-section, the highest grade should be used.



Key

- 1 Composite beam, concrete flange by solid slab
- 2 Composite beam, concrete flange with non-continuous profiled sheeting or semi-prefabricated concrete element
- 3 Composite beam, concrete flange with continuous profiled steel sheeting
- 4 Reduction factor β
- 5 Application range of simplified moment reduction by factor β

Figure 8.3 — Reduction factor β for $M_{pl,Rd}$

(3) When the conditions in (2)b are satisfied, the coefficient β may be taken as 1,0 if:

- a) the compression resistance of the full concrete flange is at least 2 times the full plastic resistance $N_{pl,a}$ of the steel section; or
- b) all the following conditions are satisfied:
 - the section is an IPE, HEAA, HEA, HEB, UB or a welded section with equivalent geometry;
 - the steel grade is not greater than S355;
 - the depth of the steel section h_a is not less than 2,5 times the height of the concrete flange ($h_c + h_{pg}$);
 - the effective width of the concrete flanges is not less than 1,5 m;
 - the plastic neutral axis assuming full interaction is not below the top flange of the steel profile; and
 - the concrete flange is considered to be either solid or with profiled sheeting and a concrete depth h_c of at least 70 mm.

(4) Where all the conditions given in (3) b are satisfied, except that the effective width of the concrete flange is less than 1,0 m (but not less than 0,5 m), the moment resistance M_{Rd} given in (3)b should be used with an additional reduction factor of 0,90.

(5) Where plastic resistance is used and reinforcement is in tension, that reinforcement should be in accordance with 7.5.1(5).

(6) For buildings, profiled steel sheeting should be neglected.

8.2.1.3 Plastic resistance moment of sections with partial shear connection in buildings

(1) In regions of sagging bending, partial shear connection in accordance with 8.6.1 and 8.6.3 may be used in composite beams for buildings.

(2) Unless otherwise verified, the plastic resistance moment in hogging bending should be determined in accordance with 8.2.1.2 and appropriate shear connection should be provided to ensure yielding of reinforcement in tension.

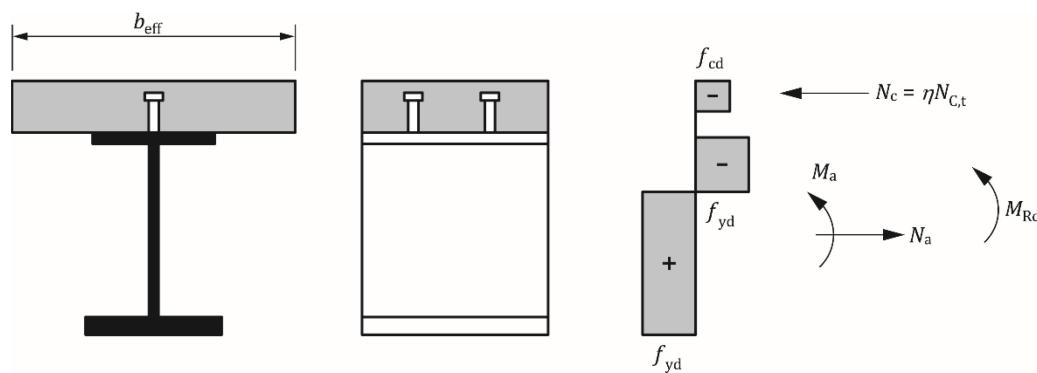
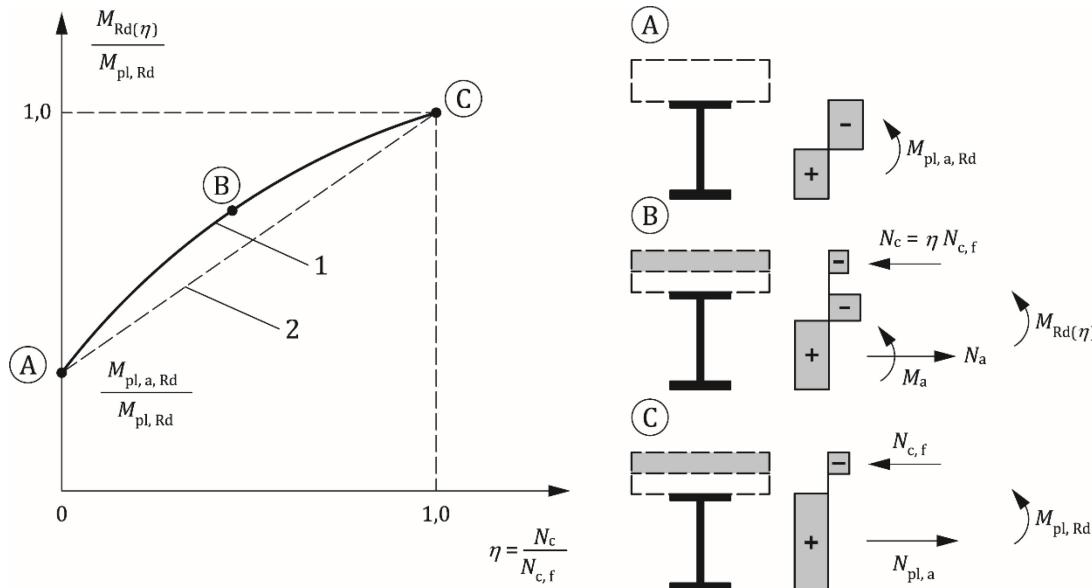


Figure 8.4 — Plastic stress distribution under sagging bending for partial shear connection

(3) Where shear connectors of Ductility Category D2 and D3 in accordance with Table 5.1 are used, the resistance moment of the critical cross-section of the beam M_{Rd} may be calculated by means of rigid

plastic theory in accordance with 8.2.1.2(1), except that a reduced value of the compressive force in the concrete flange N_c should be used in place of the force $N_{c,f}$ given by 8.2.1.2(1)d. The ratio $\eta = N_c / N_{c,f}$ is the degree of shear connection.

The location of the plastic neutral axis in the concrete flange should be determined by the force N_c (see Figure 8.4). There is a second plastic neutral axis within the steel section, which should be used for the classification of the web.



Key

- 1 plastic theory
- 2 simplified method

Figure 8.5 — Relation between $M_{Rd(\eta)}$ and N_c (for ductile shear connectors)

(4) The relation between M_{Rd} and N_c in (3) is qualitatively given by the convex curve ABC in Figure 8.5 where $M_{pl,a,Rd}$ and $M_{pl,Rd}$ are the design plastic resistances to sagging bending of the structural steel section alone, and of the composite section with full shear connection, respectively.

(5) For the method given in (3), a conservative value of M_{Rd} may be determined from Formula (8.1) which corresponds to the straight line AC (line 2) in Figure 8.5:

$$M_{Rd(\eta)} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (8.1)$$

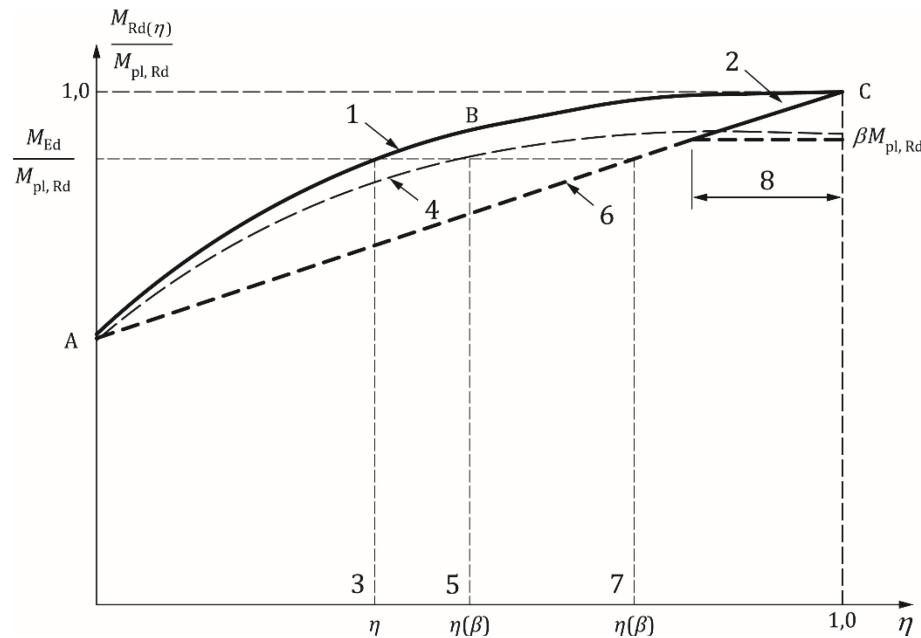
(6) When a reduction of the plastic moment resistance $M_{pl,Rd}$ in accordance with 8.2.1.2(2) is required, in the absence of more advanced methods, e.g. in accordance with 8.2.1.5, 8.2.1.6 and 8.6.2, the moment resistance M_{Rd} with partial shear connection may be determined in accordance with (7). The requirements defined in this sub-clause are illustrated by lines 4 and 6 respectively in Figure 8.6. The requirements in (7) apply only to beams where the plastic neutral axis for full shear connection is not below the top steel flange

(7) The reduction in the moment resistance may be taken as proportional to the degree of shear connection. The design moment resistance for partial shear connection where β in accordance with 8.2.1.2 (2) applies may therefore be calculated for cross-sections by reducing the moment resistance calculated in accordance with (3) and (4) (Curve 1 in Figure 8.6), using a factor $(1-(1-\beta)\eta)$ to give the design moment resistance by rotation of Curve 1 to Curve 4. Alternatively Curve 6 can be used.

Where the curve reaches the moment resistance $\beta M_{pl,Rd}$, the degree of shear connection should be $\eta = 1,0$.

where:

- β is the reduction factor from 8.2.1.2(2) based on the depth of plastic neutral axis for the section with full shear connection;
- η is the ratio $N_c/N_{c,f}$ from (3).



Key

- 1 partial connection theory based on plastic theory ($\beta = 1$), in accordance with 8.2.1.3(4)
- 2 partial connection theory based on simplified method ($\beta = 1$), in accordance with 8.2.1.3(5)
- 3 degree of shear connection applying Curve 1 in accordance with 8.2.1.3(4) for $\beta = 1$
- 4 partial shear connection for $\beta < 1$ based on approximat strain limited theory in accordance with 8.2.1.3(7)
- 5 degree of shear connection in accordance with 8.2.1.3 (7) for for $\beta < 1$ applying Curve 4
- 6 partial connection theory for $\beta < 1$ based on alternative approximate strain limited theory in accordance with 8.2.1.3(7)
- 7 degree of shear connection in accordance with 8.2.1.3(7) for $\beta < 1$ applying Curve 6
- 8 when applying Curve 6 in accordance with 8.2.1.3(7), for this zone the degree of shear connection $\eta = 1,0$

Figure 8.6 — Relation between M_{Rd} and η when factor β applies (for ductile shear connectors)

8.2.1.4 Elastic resistance to bending

(1) Stresses should be calculated by elastic theory, using an effective width of the concrete flange in accordance with 8.1.2. For cross-sections in Class 4, the effective area of the structural steel section should be determined in accordance with FprEN 1993-1-5:2023, 6.3.

(2) In the calculation of the elastic resistance to bending based on the effective cross-section, the limiting stresses should be taken as:

- f_{cd} in concrete in compression (see Clause 5.1(2));
- f_{yd} in structural steel in tension or compression (see Clause 5.3);

- f_{sd} in reinforcement in tension or compression (see Clause 5.2). Alternatively, reinforcement in compression in a concrete slab may be neglected.

(3) Stresses due to actions on the structural steelwork alone shall be added to stresses due to actions on the composite member.

(4) Unless a more precise method is used, the effect of creep should be taken into account by use of a modular ratio in accordance with 7.4.2.2.

(5) In cross-sections with concrete in tension and assumed to be cracked, the stresses due to primary (isostatic) effects of shrinkage may be neglected.

(6) The elastic resistance to bending $M_{el,Rd}$ is given by Formula (8.2). Effects due to loading sequence, temperature and pre-stressing should be taken into account.

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k_{el} M_{i,Ed} \quad (8.2)$$

where:

$M_{a,Ed}$, $N_{a,Ed}$ are the design bending moment and axial force, respectively, applied to the structural steel section before composite action is achieved;

$M_{i,Ed}$ is the sum of all time dependant moments $\sum M_{i,L,Ed}$ and effects of axial forces $\sum N_{i,L,Ed} z_i$ applied to the transformed composite cross-sections, determined in accordance with 7.4.2, with:

$M_{i,0,Ed}$, $N_{i,0,Ed}$ are the bending moment and axial force respectively, from non-permanent actions on the transformed composite section;

$M_{i,P,Ed}$, $N_{i,P,Ed}$ are the bending moment and axial force respectively, from permanent actions on the transformed composite section;

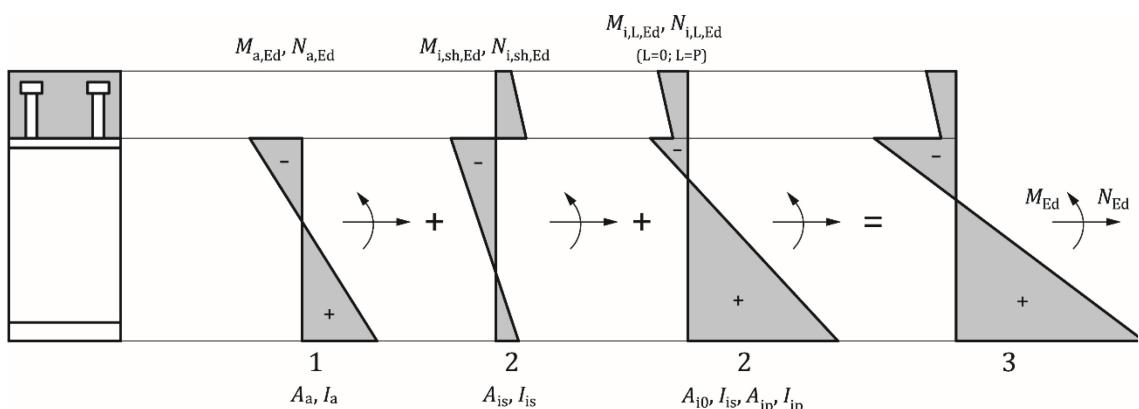
$M_{i,D,Ed}$, $N_{i,D,Ed}$ are the bending moment and axial force respectively, due to pre-stressing by imposed deformation on the transformed composite section;

$M_{i,sh,Ed}$, $N_{i,sh,Ed}$ are the bending moment and axial force respectively, due to shrinkage on the transformed composite cross-section;

$M_{i,PT,Ed}$, $N_{i,PT,Ed}$ are the bending moment and axial force, developing in time due to creep (indirect action, see 7.4.2.2(6))

k_{el}

is the lowest factor such that a stress limit in (2) is reached.



Key

- 1 on steel section
- 2 composite section
- 3 resulting stresses on composite section

Figure 8.7 — Elastic stress distribution under sagging bending for composite section without pre-stressing

(7) For buildings, the determination of $\Sigma M_{i,L,Ed}$ may be simplified by using 7.4.2.2(11).

(8) When any zones of the lower flange are in compression, the beam should be checked for lateral torsional buckling in accordance with 8.4.

(9) For composite beams with cross-sections in Class 4 designed in accordance with FprEN 1993-1-5:2023, Clause 6, the sum of stresses in a cross-section from different stages of construction and use should be used for calculating the effective steel cross-section at the time considered. These effective cross-sections should be used for checking stresses in the composite section at the different stages of construction and use.

(10) Additional rules for consideration of prestressing steel are given in EN 1994-2.

8.2.1.5 Non-linear resistance based on stress-strain relationships

(1) Where the bending resistance of a composite cross-section of Class 1 to 3 is determined by a non-linear method, the stress-strain relationships of the materials and the effects of the method of construction (e.g. propped or un-propped) shall be taken into account.

NOTE 1 Where the limiting strain in the concrete is reached before complete yield of the steel bottom flange, effects due to loading sequence, temperature and pre-stressing are to be considered.

NOTE 2 Creep and shrinkage are to be considered when leading to unfavourable effects.

(2) It should be assumed that the composite cross-section remains plane and that the strain in bonded reinforcement, whether in tension or compression, is the same as the mean strain in the surrounding concrete.

NOTE In more advanced methods, based on stress-strain curves, the moment resistance and associated concrete compression force N_{cf} for full shear interaction assume the composite cross-section remains plane. Partial shear interaction takes into account the discontinuity in strain between concrete flange and steel section for the determination of the moment resistance and associated concrete compression force N_c .

(3) The stresses in the concrete in compression may be derived from the stress-strain curves given in EN 1992-1-1:2023, 8.1.2 and the requirement of EN 1992-1-1:2023, 8.1.1. Alternatively, the stress-strain curve for concrete may be derived from EN 1992-1-1:2023, 5.1.6 and f_{cm} shall be substituted by the design compressive strength f_{cd} and E_{cm} by E_{cd} in accordance with EN 1992-1-1:2023, 7.4.3.3(3).

(4) The stresses in the reinforcement should be derived from the bi-linear diagrams given in EN 1992-1-1:2023, 5.2.4.

(5) The stresses in the structural steel should be derived from the bi-linear diagram given in EN 1993-1-1:2022, 7.4.3(3) or stress-strain relationship given in prEN 1993-1-14:2023, 5.3.2.

8.2.1.6 Non-linear resistance to bending

(1) For Class 1 and Class 2 composite cross-sections with the concrete flange in compression, the non-linear resistance to bending M_{Rd} may be determined as a function of the compressive force in the concrete N_c using the simplified Formula (8.3) and Formula (8.4), as shown in Figure 8.8:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{for } N_c \leq N_{c,el} \quad (8.3)$$

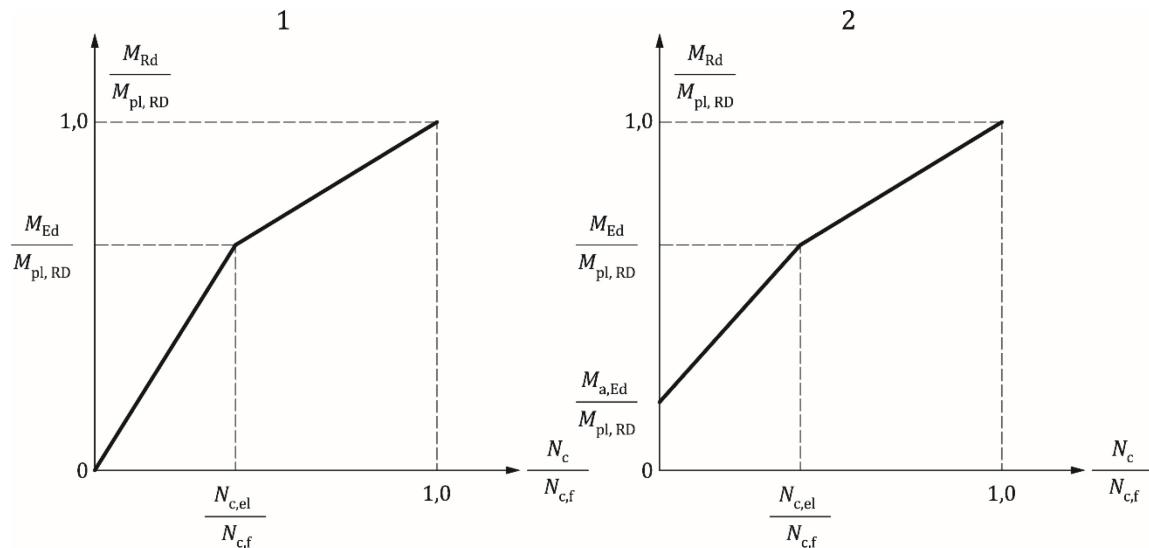
$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{for } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (8.4)$$

where:

- $M_{el,Rd}$ is as defined in 8.2.1.4;
- $M_{a,Ed}$ is the design bending moment applied on the structural steel section before composite behaviour;
- $M_{pl,Rd}$ is the plastic moment resistance of a composite cross-section defined in 8.2.1.2;
- $N_{c,el}$ is the compressive force in the concrete flange corresponding to moment $M_{el,Rd}$;
- N_c is the compressive force in the concrete flange;
- $N_{c,f}$ is the design value of the compressive axial force in the concrete flange with full shear connection.

(2) For cross-sections where 8.2.1.2(2) applies, in Formula (8.3) and in Figure 8.8 instead of $M_{pl,Rd}$ the reduced value $\beta M_{pl,Rd}$ or the nonlinear moment resistance assuming full interaction should be used.

(3) Additional rules for consideration of prestressing are given in EN 1994-2.



Key

- 1 propped construction
- 2 unpropped construction

Figure 8.8 — Simplified relationship between M_{Rd} and N_c for sections with the concrete slab in compression

8.2.2 Resistance to vertical shear

8.2.2.1 Scope

(1) Clause 8.2.2 applies to composite beams with a rolled or welded structural steel section with a solid web, which may be stiffened.

NOTE 1 Additional rules for bridges are given in EN 1994-2.

NOTE 2 Additonal rules for beams with web-opening are given in Annexes D and E.

8.2.2.2 Plastic resistance to vertical shear

(1) The shear resistance of a composite beam without concrete encasement should be determined as the resistance $V_{pl,a,Rd}$ of the structural steel section in accordance with EN 1993-1-1:2022, 8.2.6, unless a value for a contribution from the reinforced concrete part of the beam has been established. Where a torsional moment is acting with a shear force, the plastic shear resistance should be reduced from $V_{pl,a,Rd}$ to $V_{pl,a,T,Rd}$ as given in EN 1993-1-1:2022, 8.2.7(9).

(2) The contribution of the concrete flange to shear may be taken into account for the determination of the design shear resistance for cross-section of Class 1 or 2 only if an adequate shear connection in accordance with 8.6 is provided. The shear connectors should be designed for additional loading due to transfer of vertical shear forces. Where only the steel part is connected to the support, the contribution of the concrete should be neglected.

NOTE 1 For the consideration of a contribution from the concrete flange to vertical shear resistance, more complex design methods are required, considering non-linear behaviour of the materials and the shear connector, and verifying the shear resistance of the effective concrete section.

NOTE 2 Additional rules for shallow floor beams are given in Annex I.

8.2.2.3 Elastic resistance to shear

(1) The elastic resistance may be assumed for all cross-section Classes. For Class 4 cross-sections, the effective structural steel section should be used as determined in EN 1993-1-5.

(2) For elastic design, the shear resistance should be verified in accordance with EN 1993-1-1:2022, 8.2.6(4) taking account of the sequence of construction, creep, shrinkage, temperature and pre-stressing effects. The first moment of area and the second moment area to be used in the verification should be time dependent properties based on the modular ratio in 7.4.2.2.

8.2.2.4 Shear buckling resistance

(1) The shear buckling resistance $V_{b,Rd}$ of an uncased steel web should be determined in accordance with FprEN 1993-1-5:2023, Clause 7, if the web slenderness is such that the condition in accordance with Formula (8.27) in EN 1993-1-1:2022, 8.2.6(6) applies.

(2) No account should be taken of a shear contribution from the concrete slab, unless a more precise method than the one of FprEN 1993-1-5:2023, Clause 7 is used and unless the shear connection is designed for the relevant vertical force.

(3) When applying FprEN 1993-1-5:2023, 7.4(1) for a beam with a single composite flange, the dimensions of the non-composite flange may be used even if that is the larger steel flange. The axial force N_{Ed} in FprEN 1993-1-5:2023, 7.4(2) should be taken as the axial force acting on the composite section. For the composite flange the effective area should be used.

8.2.2.5 Bending and vertical shear

(1) The interaction of the shear force acting on the structural steel section with bending effects should be considered in accordance with EN 1993-1-1:2022, 8.2.8 or FprEN 1993-1-5:2023, Clause 9. Where no contribution from the reinforced concrete part of the beam has been established $V_{a,Ed}$ is equal to the shear force V_{Ed} acting on the composite section.

Where the vertical shear force V_{Ed} exceeds $\eta_V \cdot V_{a,Rd}$, where $V_{a,Rd}$ is given by $V_{pl,a,Rd}$ in 8.2.2.2 or $V_{b,Rd}$ in 8.2.2.4, whichever is the smaller, allowance should be made for its effect on the resistance moment.

NOTE The value of η_V is 0,5 unless the National Annexes provide an other value.

(2) For cross-sections in Class 1 or 2, the influence of the vertical shear on the resistance to bending may be taken into account by use of a reduced design steel strength $(1 - \rho) f_{yd}$ in the shear area, as shown in Figure 8.9, where the value of ρ is in accordance with EN 1993-1-1:2022, 8.2.8 or 8.2.10(3). For elastic design the sequence of loading, effects of creep and shrinkage, of pre-stressing and temperature should be taken into account. For cross-sections that are not subject to shear buckling, the stresses from bending and shear can be considered as given by EN 1993-1-1:2022, 8.2.1(4) and 8.2.1(5). For Class 4 cross-sections, the effective steel section should be determined in accordance with EN 1993-1-5.

(4) For cross-sections in Classes 3 and 4 where shear buckling is to be taken into account in accordance with FprEN 1993-1-5:2023, 9.1, V_{Ed} should be taken as equal to $V_{a,Ed}$ if no account is taken of a the contribution from the concrete slab in accordance with 8.2.2.4(2).

(5) For the calculation of $M_{f,Rd}$ in FprEN 1993-1-5:2023, 9.1(1), the design plastic resistance to bending of the effective composite section, excluding the steel web, should be used.

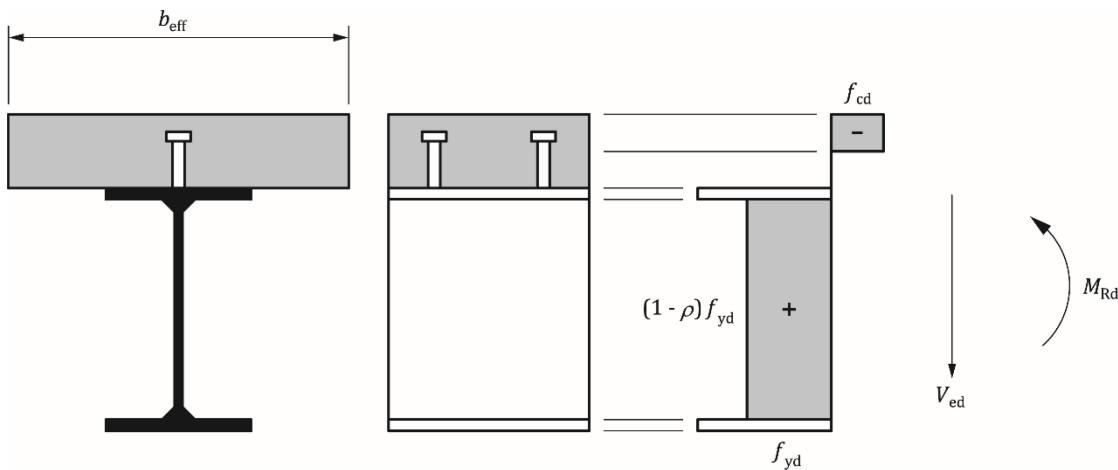


Figure 8.9 — Plastic stress distribution modified by the effect of vertical shear

8.3 Resistance of cross-sections of beams with partial encasement for buildings

8.3.1 Scope

(1) Partially-encased beams are defined in 8.1.1(2). A concrete flange can also form part of the effective section of the composite beam, provided that it is attached to the steel section by shear connection in accordance with 8.6. Typical cross-sections are shown in Figure 8.10.

NOTE Additional rules for shallow floor beams are given by Annex I.

(2) Clause 8.3 is applicable to partially-encased sections in Class 1 or Class 2, provided that d_w / t_w is not greater than 124ε .

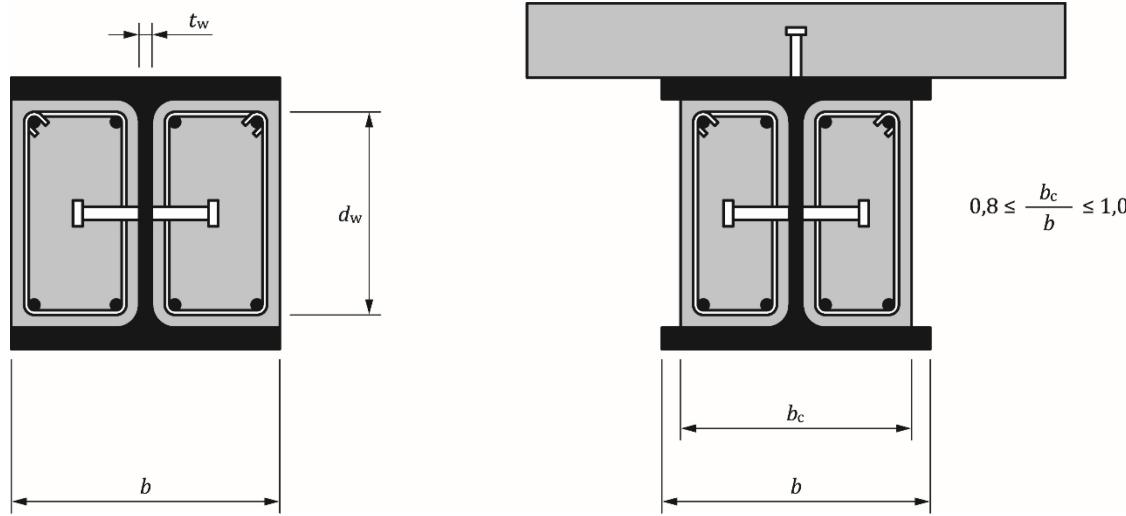


Figure 8.10 — Typical cross-sections of partially-encased beams

8.3.2 Bending resistance

(1) Full shear connection should be provided between the structural steel section and the web encasement in accordance with 8.6.

(2) The design resistance moment may be determined by plastic theory for cross-sections of Class 1 and 2. Reinforcement in compression in the concrete encasement may be neglected.

NOTE Some examples of typical plastic stress distributions are shown in Figure 8.11.

(3) Partial shear connection may be used for the compressive force in any concrete slab forming part of the effective section. For the reinforcement in concrete in tension, full-shear connection should be provided.

(4) Where partial shear connection is used with connectors of Ductility Category D2 or D3 in accordance with 5.4.2.1, the plastic resistance moment of the beam should be calculated in accordance with 8.3.2(2) and 8.2.1.2(1), except that a reduced value of the compressive force in the concrete or composite slab N_c should be used as in 8.2.1.3(3), (4) and (5).

(5) Where the ratio z_{pl}/h exceeds the value given by 8.2.1.2(2), the resistance to bending $M_{pl,Rd}$ should be determined in accordance with 8.2.1.4 or 8.2.1.5, ignoring the concrete in tension. Alternatively, the design resistance moment M_{Rd} of composite beams fulfilling the conditions defined in Figure 8.3 may be taken as $\beta M_{pl,Rd}$, where β is the reduction factor given in Figure 8.3.

(6) When a reduction of the moment resistance $M_{pl,Rd}$ in accordance with 8.3.2(5) and 8.2.1.2(2) is required, the concrete compression force N_c for partial shear connection of the concrete flange may be determined by the approximation given in 8.2.1.3(7), when the position of the plastic neutral axis is in the concrete flange above the steel section.

(7) Where the bending resistance of a composite cross-section is determined by non-linear resistance, see 8.2.1.5 or 8.2.1.6.

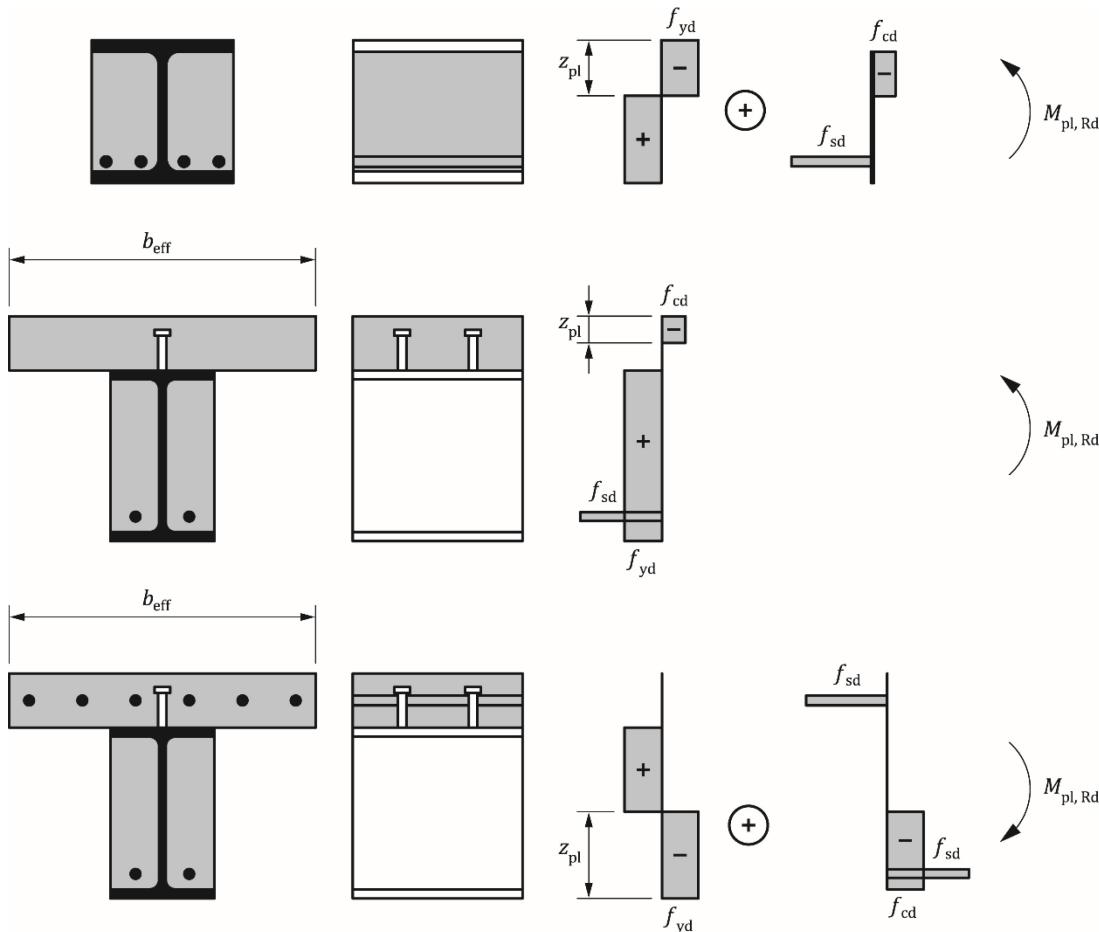


Figure 8.11 — Examples of plastic stress distributions for effective sections

8.3.3 Resistance to vertical shear

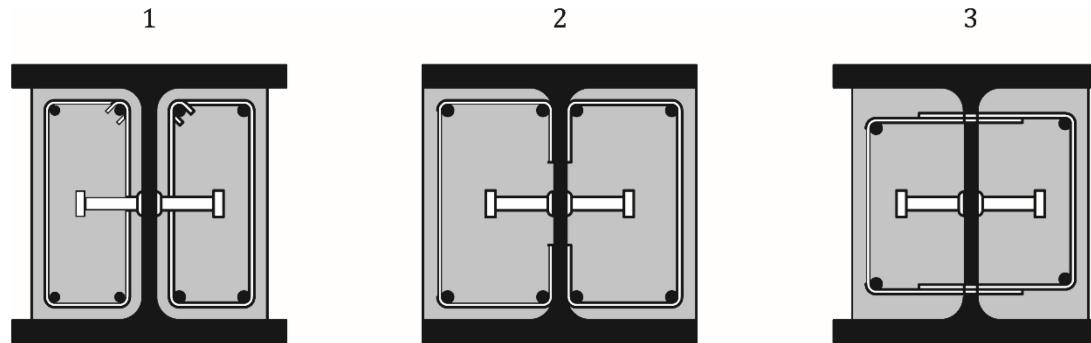
(1) The design shear resistance of the structural steel section $V_{pl,a,Rd}$ should be determined by plastic theory in accordance with 8.2.2.2.

(2) The contribution of the web encasement to shear may be taken into account for the determination of the design shear resistance of the cross-section if stirrups are used in accordance with Figure 8.12. Appropriate shear connection should be provided between the encasement and the structural steel section. If the stirrups of the encasement are open, they should be attached to the web by full strength welds. Otherwise the contribution of the shear reinforcement should be neglected.

(3) Unless a more accurate analysis is used, the distribution of the total vertical shear V_{Ed} into the parts $V_{a,Ed}$ and $V_{c,Ed}$, acting on the steel section and the reinforced concrete web encasement respectively, may be assumed to be in the same ratio as the contributions of the steel section and the reinforced web encasement to the bending resistance $M_{pl,Rd}$.

(4) The resistance to vertical shear for the web encasement should take account of cracking of concrete and should be verified in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2.3 and the other relevant design requirements of that standard, where the plastic neutral axis is in the concrete encasement.

(5) Where the plastic neutral axis is in the concrete flange outside the steel section, the transfer of the strut and tie forces due to shear from the concrete flange to the encasement via the steel section and appropriate shear connection should be verified. Otherwise the contribution of the concrete encasement to the vertical shear resistance should be neglected.

**Key**

- 1 closed stirrups
- 2 open stirrups welded to the web
- 3 stirrups through the web

Figure 8.12 — Arrangement of stirrups**8.3.4 Bending and vertical shear**

- (1) The interaction of bending and shear should be considered in accordance with 8.2.2.5.
- (2) Where the influence of shear requires the use of a reduced yield strength for the shear area of a section, the design reduced plastic resistance moment M_{Rd} should be calculated in accordance with 8.3.2.

8.4 Lateral-torsional buckling of composite beams**8.4.1 General**

- (1) A steel flange that is attached to a concrete flange by shear connection in accordance with 8.6 may be assumed to be laterally stable, provided that lateral instability of the concrete slab is prevented.
- (2) All other steel flanges in compression should be checked for lateral stability.
- (3) The methods in EN 1993-1-1:2022, 8.3.2.1 to 8.3.2.3 and, more generally, 8.3.4 are applicable to the steel section on the basis of the cross-sectional forces on the composite section, taking into account effects of sequence of construction in accordance with 7.4.2.4. The lateral and elastic torsional restraint at the level of the shear connection to the concrete slab may be taken into account.
- (4) For composite beams in buildings with cross-sections in Class 1, 2 or 3 and of uniform structural steel section, the method given in 8.4.2 may be used.

8.4.2 Verification of lateral-torsional buckling of continuous composite beams with cross-sections in Class 1, 2 and 3

- (1) The design buckling resistance moment of a laterally unrestrained continuous composite beam (or a beam within a frame that is composite throughout its length) with Class 1, 2 or 3 cross-sections and with a uniform structural steel section should be determined from:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (8.5)$$

where:

χ_{LT} is the reduction factor for lateral-torsional buckling depending on the relative slenderness $\bar{\lambda}_{LT}$;

M_{Rd} is the design resistance moment under hogging bending at the relevant internal support (or beam-to-column joint).

Values of the reduction factor χ_{LT} should be obtained from EN 1993-1-1:2022, 8.3.2.3(2).

(2) For cross-sections in Class 1 or Class 2, M_{Rd} should be determined in accordance with 8.2.1.2 for a beam whose bending resistance is based on plastic theory, or 8.2.1.5 for a beam whose bending resistance is based on non-linear analysis, or 8.3.2 for a partially-encased beam, with f_{yd} determined using the partial factor γ_{M1} given in EN 1993-1-1:2022, 8.1(1).

(3) For cross-sections in Class 3, M_{Rd} should be determined using Formula (8.2), but as the design hogging bending moment that causes either a tensile stress f_{sd} in the reinforcement or a compression stress f_{yd} in the extreme bottom fibre of the steel section, whichever is the smaller; f_{yd} should be determined using the partial factor γ_{M1} given by EN 1993-1-1:2022, 8.1(1).

(4) The relative slenderness $\bar{\lambda}_{LT}$ should be determined from:

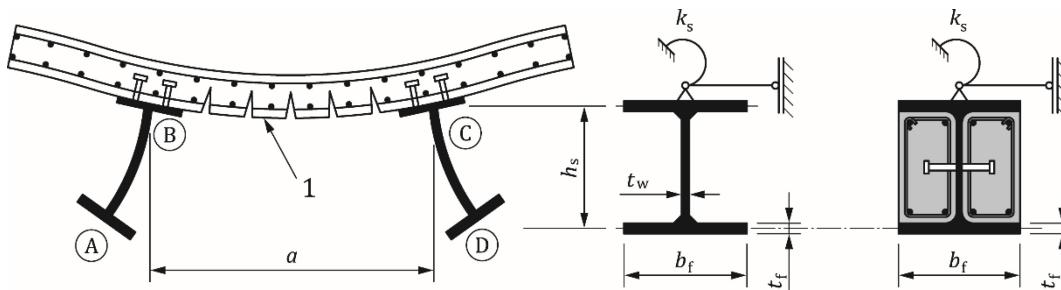
$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (8.6)$$

where:

M_{Rk} is the resistance moment of the composite section using the characteristic material properties;

M_{cr} is the elastic critical moment for lateral-torsional buckling determined at the internal support of the relevant span where the hogging bending moment is greatest.

(5) Where the same slab is also attached to one or more supporting steel members approximately parallel to the composite beam considered and the conditions 8.4.3(1)c), e) and f) are satisfied, the calculation of the elastic critical moment M_{cr} may be based on the "continuous inverted U-frame" model. As shown in Figure 8.13, this model takes into account the lateral displacement of the bottom flange causing bending of the steel web, and the rotation of the top flange that is resisted by bending of the slab.



Key
1 cracks

Figure 8.13 — Inverted-U frame ABCD resisting lateral-torsional buckling

(6) At the level of the top steel flange, a rotational stiffness k_s per unit length of steel beam given by Formula (8.7) may be adopted to represent the U-frame model by a beam alone.

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (8.7)$$

where:

k_1 is the flexural stiffness of the cracked concrete or composite slab in the direction transverse to the steel beam, which may be determined from:

$$k_1 = \alpha_s \frac{(EI)_2}{a} \quad (8.8)$$

α_s where α_s is a parameter taken as $\alpha_s = 2$ for an edge beam, with or without a cantilever, $\alpha_s = 3$ for an inner beam. For inner beams in a floor with four or more similar beams, $\alpha_s = 4$ may be used;

a is the spacing between the parallel beams;

$(EI)_2$ is the "cracked" flexural stiffness per unit width of the concrete or composite slab, taken as the lower of the value at midspan, for sagging bending, and the value at the supporting member, for hogging bending;

k_2 is the flexural stiffness of the steel web, to be taken as that given in Formula (8.9) for an uncased steel beam;.

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - v_a^2) h_s} \quad (8.9)$$

v_a Poisson's ratio for structural steel; and

h_s and t_w are defined in Figure 8.13.

(7) For a steel beam with partial encasement in accordance with 7.5.3(2), the flexural stiffness k_2 may take account of the encasement and be determined from:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16h_s(1 + 4n t_w / b_c)} \quad (8.10)$$

where:

n is the modular ratio for long-term effects in accordance with 7.4.2.2; and

b_c is the width of the concrete encasement, see Figure 8.10.

(8) In the U-frame model, the favourable effect of the St. Venant torsional stiffness $G_a I_{at}$ of the steel section may be taken into account for the calculation of M_{cr} .

(9) For a partially-encased steel beam with encasement reinforced either with open stirrups attached to the web or with closed stirrups, the torsional stiffness of the encasement may be added to the value $G_a I_{at}$ for the steel section. This additional torsional stiffness should be taken as $G_c I_{ct} / 10$, where G_c is the shear modulus for concrete, which may be taken as $0,3 E_a / n$ (where n is the modular ratio for long-term effects), and I_{ct} is the St. Venant torsion constant of the encasement, assuming it to be un-cracked and of breadth equal to the overall width of the encasement.

8.4.3 Simplified verification of lateral-torsional buckling of continuous composite beams with cross-sections in Class 1, 2 and 3, without direct calculation for beams in buildings

(1) A continuous beam (or a beam within a frame that is composite throughout its length) with Class 1, 2 or 3 cross-sections may be designed without additional lateral bracing when the following conditions are satisfied:

- a) Adjacent spans do not differ in length by more than 20% of the shorter span. Where there is a cantilever, its length does not exceed 15% of that of the adjacent span.
- b) The loading on each span is uniformly distributed, and the design permanent load exceeds 40% of the total design load.
- c) The top flange of the steel member is attached to a reinforced concrete or composite slab by shear connectors in accordance with 8.6.
- d) The same slab is also attached to another supporting member approximately parallel to the composite beam considered, to form an inverted-U frame as illustrated in Figure 8.13.
- e) If the slab is composite, it spans between the two supporting members of the inverted-U frame considered.
- f) At each support of the steel member, its bottom flange is laterally restrained and its web is stiffened. Elsewhere, the web is un-stiffened.
- g) If the steel member is an IPE section or an HE section that is not partially-encased, its depth h does not exceed the limit given in Table 8.1.
- h) If the steel member is partially-encased in concrete in accordance with 7.5.3 (2), its depth h does not exceed the limit given in Table 8.1 by more than 200 mm for steel grades up to S355 and by 150 mm for grades S420 and S460.

Table 8.1 — Maximum depth h (mm) of uncased steel members for which 8.4.3 is applicable

Steel member	Maximum depth h_{\max} , in mm, for nominal steel grade			
	S235	S275	S355	S420 and S460
IPE	600	550	400	270
HEA	800	700	650	500
HEB	900	800	700	600

i) As an alternative to (g) and (h), if the steel member is a doubly symmetric hot-rolled I or H section, where the section parameter calculated in accordance with Formula (8.11) is less than the limit given in Table 8.2.

$$\text{Section parameter } \beta_s = \left(1 + \frac{t_w h_s}{4b t_f}\right) \left(\frac{h_s}{t_w}\right)^{0,75} \left(\frac{t_f}{b}\right)^{0,25} \quad (8.11)$$

Table 8.2 — Section parameter limits

	S235	S275	S355	S420 and S460
Uncased web	15,1	13,9	12,3	10,8
Encased web	15,1	18,0	15,8	13,9

8.5 Transverse forces on webs

8.5.1 General

(1) The requirements given in FprEN 1993-1-5:2023, Clause 8 to determine the design resistance of an unstiffened or stiffened web to transverse forces applied through a flange should be used for the non-composite steel flange of a composite beam, and to the adjacent part of the web. The simplified requirements in EN 1993-1-1:2022, 8.2.11 may also be used.

(2) If the transverse force acts in combination with bending and axial force, the resistance should be verified in accordance with FprEN 1993-1-5:2023, 9.2.

(3) For buildings, at an internal support of a beam designed using an effective web in Class 2 in accordance with 7.5.2(3), transverse stiffening should be provided unless it has been verified that the un-stiffened web has sufficient resistance to crippling and buckling.

8.5.2 Flange-induced buckling of webs

(1) FprEN 1993-1-5:2023, Clause 10 is applicable provided that the effective cross-sectional area of the compression flange, A_{fc} , is equal to the area of the non-composite steel flange or the transformed area of the composite steel flange taking into account the modular ratio for short-term loading, whichever is the smaller.

8.6 Shear connection

8.6.1 Basis of design

(1) Subclause 8.6 is applicable to composite beams and, as appropriate, to other types of composite members.

(2) Shear connection and transverse reinforcement shall be provided to transmit the longitudinal shear force between the concrete and the structural steel element, ignoring the effect of natural bond between the two.

(3) Shear connectors shall have sufficient deformation capacity to justify any inelastic redistribution of shear assumed in design.

(4) Ductile connectors are those with sufficient deformation capacity to justify the assumption of ideal-plastic behaviour of the shear connection in the structure considered.

(5) The requirement in (4) may be assumed to be satisfied if a shear connector is in Ductility Category D2 or D3 as defined in Table 5.1.

(6) Where two or more different types of shear connection are used within the same span of a beam, account shall be taken of any significant difference in their load-slip properties.

(7) Shear connectors shall be capable of preventing separation of the concrete element from the steel element, except where separation is prevented by other means.

(8) To prevent separation of the slab, shear connectors should be designed to resist a nominal ultimate tensile force, perpendicular to the plane of the steel flange, of at least 0,1 times the design ultimate shear resistance of the connectors. If necessary they should be supplemented by anchoring devices.

(9) Headed stud shear connectors in accordance with 8.6.10.7 may be assumed to provide sufficient resistance to uplift, unless the shear connection is subjected to direct tension.

(10) Longitudinal shear failure and splitting of the concrete slab due to concentrated forces applied by the connectors shall be prevented.

(11) The requirement in (10) may be assumed to be satisfied if the detailing of the shear connection is in accordance with the appropriate provisions of 8.6.10, and the transverse reinforcement is in accordance with 8.6.11.

(12) Where concentrated longitudinal shear forces occur, local effects of longitudinal slip should be taken into account; for example, as provided in 8.6.7. Otherwise, the effects of longitudinal slip may be neglected.

(13) The effects from the loading sequence, creep, shrinkage, temperature and pre-stressing should be taken into account when they significantly affect the distribution of the longitudinal shear forces.

NOTE These effects can be neglected when the moment resistance is calculated in accordance with 8.2.1.2, 8.2.1.3 or 8.3.2.

(14) Where a method of interconnection, other than the shear connectors included in this standard is used to transfer shear between a steel element and a concrete element, the behaviour assumed in design should be based on tests and supported by a design model. The design of the composite member should conform to the design of a similar member employing shear connectors included in this standard, in so far as is practicable.

8.6.2 General method using non-linear analysis

(1) This subclause is applicable to all Class 1 and 2 sections. It is also applicable to Class 3 sections where the steel only yields in tension.

(2) The distribution of longitudinal shear per unit length over the entire length of the composite beam should be determined by non-linear analysis.

(3) For such calculation the non-linear material behaviour of steel, reinforcement and concrete should be taken into account with reference to 8.2.1.5.

(4) The stiffness and ductility of a shear connector, defined by its load-slip relationship $P-\delta$ (with reference to Table 5.1), should be taken into account. The maximum slip δ should not exceed the slip capacity δ_{lk} of the shear connector. Therefore, shear connectors of any Ductility Category may be used.

(5) Any tests to determine the load-slip relationship $P-\delta$ are to be carried out in accordance with Annex B.

8.6.3 Beams in buildings where plastic theory is used for the resistance of the cross-section

8.6.3.1 General

(1) These requirements apply to beams where the bending resistance of the cross-section is determined by plastic theory using full or partial shear connection and with shear connectors of Ductility Category D2 or Category D3.

(2) The requirements are applicable to buildings and may also be relevant to other situations where fatigue is not a concern.

8.6.3.2 Longitudinal shear force and spacing of shear connectors in beams for buildings

(1) The total design longitudinal shear shall be determined in a manner consistent with the design bending resistance, taking into account the difference in the normal force in concrete or structural steel over a length between adjacent critical sections.

(2) The shear connectors shall be spaced along the beam so as to transmit longitudinal shear and to prevent separation between the concrete and the steel beam.

(3) In buildings, if all cross-sections are in Class 1 or Class 2, partial shear connection may be used for beams. The number of connectors shall then be determined by a partial connection theory, taking into account the deformation capacity of the shear connectors. For partial shear connection, reference should be made to 8.2.1.3 or 8.3.2 and for full shear connection reference should be made to 8.2.1.2, or 8.3.2, as appropriate.

(4) In cantilevers and hogging moment regions of continuous beams, tension reinforcement should be curtailed to suit the spacing of the shear connectors and should be adequately anchored.

(5) Ductile connectors may be spaced uniformly over a length between adjacent critical cross-sections as defined in 8.1.1 provided that:

- all critical sections in the span considered are in Class 1 or Class 2;
- η satisfies the limit given by 8.6.3.3 or a more advanced proof in accordance with 8.6.2 is provided; and
- the plastic resistance moment of the composite section does not exceed 2,5 times the plastic resistance moment of the steel member alone.

(6) The number of connectors should be at least equal to the total design shear force for the ultimate limit state, divided by the design resistance of a single connector P_{Rd} . For stud connectors, the design resistance should be determined in accordance with 8.6.8 or 8.6.9, as appropriate

(7) If the plastic resistance moment exceeds 2,5 times the plastic resistance moment of the steel member alone, additional checks on the adequacy of the shear connection should be made at intermediate points approximately mid-way between adjacent critical cross-sections.

(8) The required number of shear connectors may be distributed between a point of maximum sagging bending moment and an adjacent support or point of maximum hogging moment, in accordance with the longitudinal shear calculated by elastic theory for the loading considered. Where this is done, no additional checks on the adequacy of the shear connection are required.

(9) For composite cross-section where the plastic neutral axis for full shear connection is in the steel section, additional checks on the adequacy of the shear connection should be made at intermediate points approximately mid-way between adjacent critical cross-sections described in (5) for the arrangement of the shear connectors over the beam length.

(10) For cross-sections classified in cross-section Class 1 or Class 2 where the full-plastic moment resistance cannot be reached (see 8.2.1.2,(2)), the distribution of the shear connectors should be determined in accordance with 8.6.2, 8.6.4 or 8.6.5.

8.6.3.3 Limitation on the use of partial shear connection in beams for buildings

(1) For partial shear connection, either the calculated maximum slip should not exceed the capacity given in 5.4.2.1 or the degree of shear connection should comply with the limit in (2).

(2) Where all the following conditions apply:

- the beam is predominantly symmetrically loaded;

- ductile shear connectors of Ductility Category D2 or Category D3 are used;
- the concrete grade does not exceed concrete resistance Class C60/75; and
- the steel grade does not exceed steel grade S460,

the degree of shear connection η which is equal to the ratio $\eta = n_{sc}/n_f$, should fullfil the condition given in:

$$\eta \geq \eta_0 \cdot \rho_m^2 \cdot k_{up} \geq \eta_{min} \quad (8.12)$$

where:

η	provided degree of shear connection;
n_f	number of connectors for full shear connection (N_{cf} / P_{Rd}) for the length L_e in accordance with (3);
P_{Rd}	design resistance of a shear connector
n_{sc}	number of shear connectors provided within that same length;
η_0	in accordance with Formula (8.13) to Formula (8.16)
ρ_m	$= M_{Ed}/(0,95M_{Rd}(\eta))$; but $0,8 \leq \rho_m \leq 1,0$;
M_{Ed}	design bending moment;
$M_{Rd}(\eta)$	design moment resistance considering applied degree of shear connection;
k_{up}	factor considering the method of construction, where: $k_{up} = 1,0$ when the steel section is propped during construction; $k_{up} = (1 - \rho_{up})$ when the steel section is unpropped during construction; $\rho_{up} = \frac{M_{a,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad \text{when} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}(\eta)} \leq 0,95$ $\rho_{up} = 0 \text{ otherwise}$
$M_{a,Ed}$	design bending moment, applied to the structural steel section before composite action is achieved, due to self-weight;
$M_{pl,Rd}$	bending moment resistance for full shear connection;
η_{min}	$\eta_{min} = 0,4$ for shear connectors of Ductility Category D2 $\eta_{min} = 0,3$ for shear connectors of Ductility Category D3

NOTE Ductility Categories are defined in Table 5.1.

(3) The value of η_0 to be used in Formula (8.12) should be calculated in accordance with the following:

For steel sections with equal flanges:

$$L_e \leq 25 \text{ m} \quad \eta_0 = 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e) \quad (8.13)$$

$$L_e > 25 \text{ m} \quad \eta_0 = 1 \quad (8.14)$$

For steel sections having a bottom flange with an area equal to three times the area of the top flange:

$$L_e \leq 20 \text{ m} \quad \eta_0 = 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015 L_e) \quad (8.15)$$

$$L_e > 20 \text{ m} \quad \eta_0 = 1 \quad (8.16)$$

where:

L_e is the distance in sagging bending between points of zero bending moment in metres; for continuous beams, L_e may be assumed to be as shown in Figure 7.1;

(4) For steel sections having a bottom flange with an area exceeding the area of the top flange but less than three times that area, the ratio η_0 for use in Formula (8.12) should be determined using Formula (8.13) to Formula (8.16) by linear interpolation.

(5) Where the shear connectors are Ductility Category D3, the steel section has equal flanges and the beam length L_e is less than 20 m, Formula (8.17) may be used as an alternative to Formula (8.12) to give the required degree of shear connection.

$$\eta \geq 0,78 \eta_0 k_{up} \frac{L_e}{20} \geq \eta_{min} \quad (8.17)$$

(6) When the distance between the centroid of the steel beam and the centroid of the effective concrete slab is greater than 600 mm, the minimum degree of shear connection given by Formula (8.13) or (8.17) should be increased by 0,2, but not exceed 1,0, unless the plastic resistance moment is more than 1,6 times the plastic resistance moment of the steel member alone.

8.6.4 Other beams where plastic theory is used for the resistance of the cross-sections

(1) These requirements apply to beams of cross-section Class 1 and Class 2, where one of the following criteria is fulfilled:

- a) shear connectors of Ductility Category D1 fulfilling the requirements of 5.4.2.1(5) are applied; or
- b) where connectors of Ductility Category D2 or Category D3 are used and 8.6.3 is not used.

(2) For parts of the beams where the applied moment does not exceed the elastic design resistance, 8.6.5 should be used.

(3) Where the concrete slab is in compression (see Figure 8.14) and where the total design bending moment $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{i,Ed}$ exceeds the elastic bending resistance $M_{el,Rd}$, account should be taken of the non-linear relationship between transverse shear and longitudinal shear within the inelastic lengths of the member.

NOTE $M_{a,Ed}$ and $M_{i,Ed}$ are defined in 8.2.1.4(6).

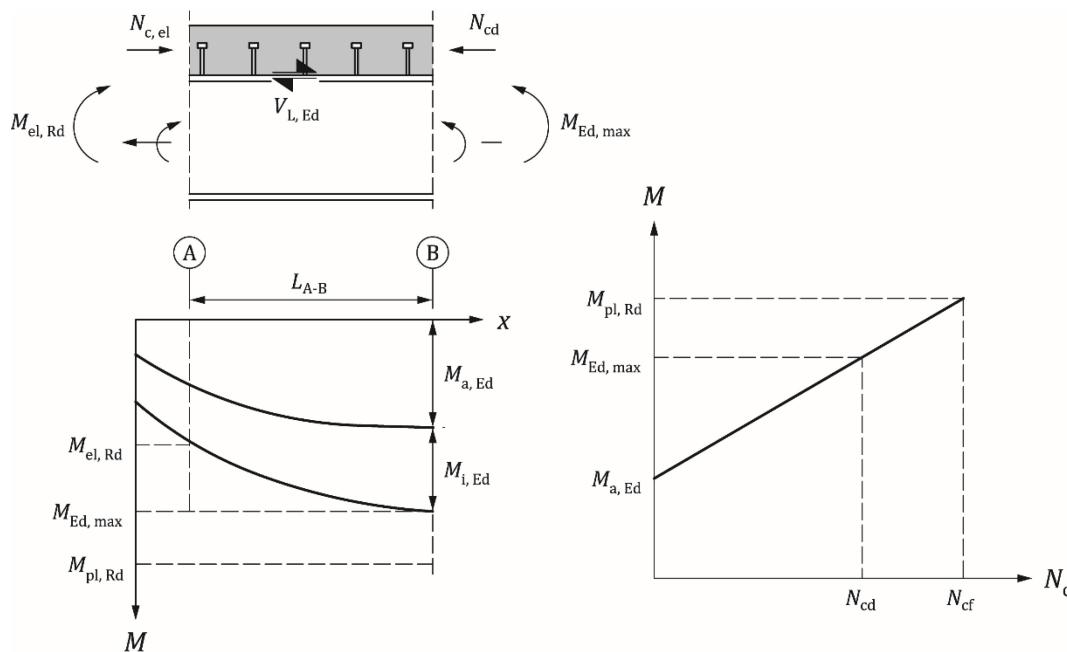


Figure 8.14 — Determination of longitudinal shear in beams with inelastic behaviour of cross-sections

(4) Shear connectors should be provided within the inelastic length L_{A-B} to resist the longitudinal shear force $v_{L,Ed}$, resulting from the difference between the axial forces N_{cd} and $N_{c,el}$ in the concrete slab at the cross-sections B and A, respectively.

If the maximum bending moment $M_{Ed,max}$ at cross-section B is smaller than the plastic bending resistance $M_{pl,Rd}$, the axial force N_{cd} at cross-section B should be determined in accordance with 8.2.1.6(1) and Figure 8.8, or alternatively using the simplified linear relationship in accordance with Figure 8.14.

NOTE The bending resistance $M_{el,Rd}$ is defined in 8.2.1.4.

(5) For regions with the slab in tension, where the effects of inelastic behaviour of a cross-section are taken into account, the longitudinal shear forces and their distribution should be determined from the differences of forces in the concrete slab within the inelastic length of the beam. The effects from tension stiffening of concrete between cracks and possible overstrength of concrete in tension should also be taken into account.

(6) As an alternative to (5), the longitudinal shear forces may be determined by elastic analysis in accordance with 8.6.5.

(7) For the stresses in pre-stressing steel, additional guidance should be sought from EN 1994-2.

8.6.5 Beams in which elastic theory is used for resistances of cross-sections

(1) The number and spacing of shear connectors should provide the required longitudinal shear resistance per unit length at the interface between steel and concrete in a composite member.

(2) For any load combination and arrangement of design actions, $v_{L,Ed}$ should be determined from the rate of change of the longitudinal force in either the steel or the concrete element of the composite section.

NOTE When elastic theory is used for beams of uniform cross-section, the value of $v_{L,Ed}$ at a cross-section is directly proportional to the value of vertical shear.

(3) For composite beams with the concrete flange above the steel section, the properties of the uncracked section should be used for the determination of the longitudinal shear force, even where cracking of concrete is assumed in the global analysis.

(4) For connectors of Ductility Category D1, the longitudinal shear resistance per unit length provided should be not less than $v_{L,Ed}$ at all cross-sections.

(5) For ultimate limit states other than fatigue, the size and spacing of shear connectors of Ductility Category D2 and Category D3 may be kept constant over any length where $v_{L,Ed}$ does not exceed the longitudinal shear resistance by more than 15%. Over such a length the total design longitudinal shear resistance should exceed the average value of $v_{L,Ed}$ times the length.

(6) Notwithstanding (3), the effects of cracking of concrete on the longitudinal shear force may be taken into account, if in the global analysis and for the determination of the longitudinal shear force account is taken of the effects of tension stiffening and possible overstrength of concrete.

(7) For partially-encased and shallow floor beams, more advanced calculations are required, taking into consideration concrete cracking, concrete overstrength and tension stiffening.

8.6.6 Beams in which non-linear theory is used for resistances of cross-sections

(1) Where non-linear theory is used to determine resistance, the longitudinal shear force should be determined in accordance with 8.2.1.5.

8.6.7 Local effects of concentrated longitudinal shear force

8.6.7.1 Local effects due to introduction of longitudinal forces

(1) Where a force F_{Ed} parallel to the longitudinal axis of the composite beam is applied to the concrete or steel element by a bonded or unbonded tendon, the distribution of the concentrated longitudinal shear force $V_{L,Ed}$ along the interface between steel and concrete, should be determined in accordance with (2) or (3). The distribution of $V_{L,Ed}$ caused by several forces F_{Ed} should be obtained by summation.

(2) The force $V_{L,Ed}$ may be assumed to be distributed along a length L_v of shear connection with a maximum shear force per unit length as given in Formula (8.18) and Figure 8.15a) for load introduction within a length of a concrete flange and by Formula (8.19) and Figure 8.15b) at an end of a concrete flange.

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / (e_{d,F} + L_v / 2) \quad (8.18)$$

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed} / (e_{d,F} + L_v / 2) \quad (8.19)$$

where

L_v when shear connectors of Ductility Category D2 and Category D3 are applied, L_v is the effective width b_{eff} for global analysis, given by 7.4.1.2. When shear connectors of Ductility Category D1 are applied, L_v is the larger of the values of the effective width of the concrete flange on each side of the web b_{ei} given by 7.4.1.2,

$e_{d,F}$ is either $2e_{h,F}$ or $2e_{v,F}$ (the length over which the force F_{Ed} is applied may be added to $e_{d,F}$);

$e_{h,F}$ is the lateral distance from the point of application of force F_{Ed} to the relevant steel web, if the force is applied to the slab;

$e_{v,F}$ is the vertical distance from the point of application of force F_{Ed} to the plane of the shear connection concerned, if the force is applied to the steel element.

(3) Where stud shear connectors are used, at ultimate limit states, a rectangular distribution of shear force per unit length may be assumed within the length L_v , so that within a length of concrete flange,

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / (e_{d,F} + L_v) \quad (8.20)$$

and at an end of a flange,

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed} / (e_{d,F} + L_v) \quad (8.21)$$

(4) In the absence of a more precise determination, the forces F_{Ed} - $V_{L,Ed}$ may be assumed to disperse into the concrete or steel element at an angle of $2\beta_L$, where $\beta_L = \arctan 2/3$.

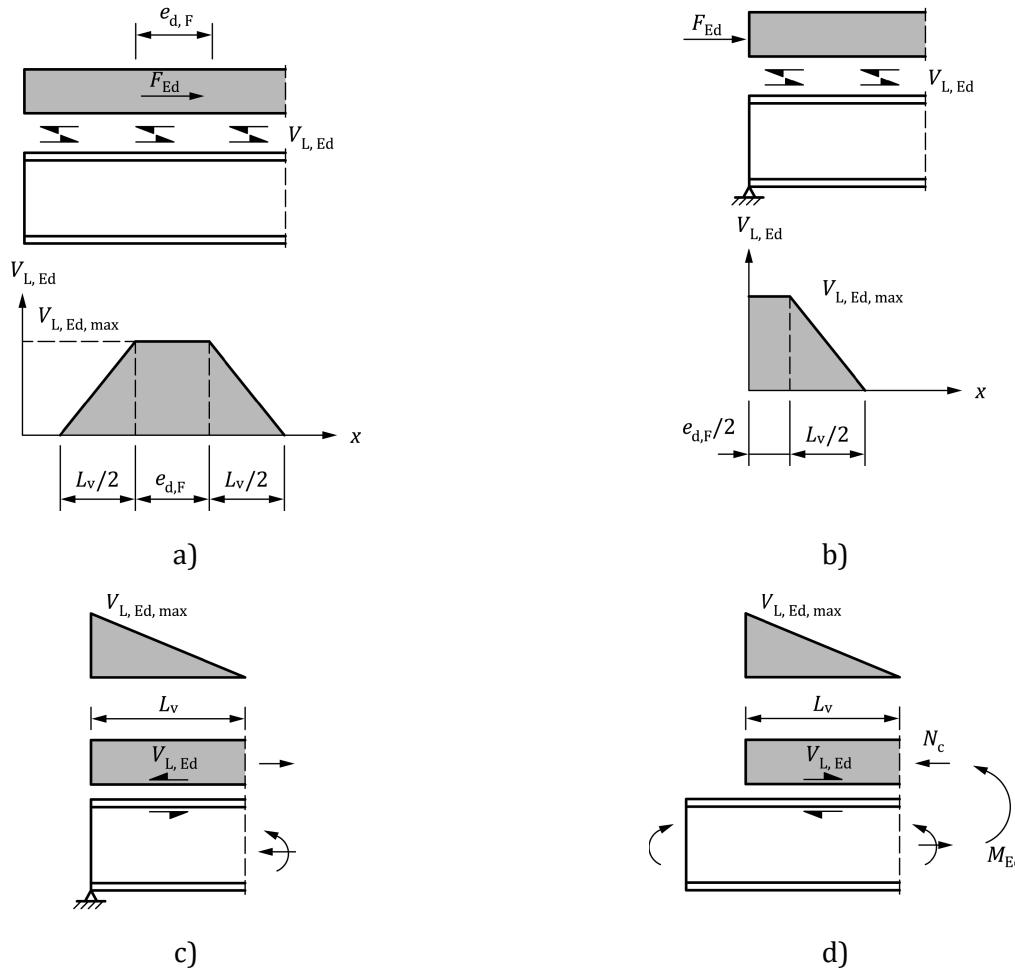


Figure 8.15 — Distribution of longitudinal shear force along the interface

8.6.7.2 Local effects at sudden change of cross-sections

(1) Concentrated longitudinal shear at the end of the concrete slab, e.g. due to the primary effects of shrinkage and thermal actions in accordance with EN 1991-1-5, should be taken into account [see Figure 8.15c)]. This also applies for intermediate stages of construction of a concrete slab [see Figure 8.15d)].

(2) Concentrated longitudinal shear at a sudden change of cross-sections, e.g. change from steel to composite section in accordance with Figure 8.15d), should be taken into account.

(3) Where the primary effects of shrinkage and thermal actions cause a design longitudinal shear force $V_{L,Ed}$, to be transferred across the interface between steel and concrete at each free end of the member, its distribution may be assumed to be triangular, with a maximum shear force per unit length [see Figure 8.15c) and d)].

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/L_v \quad (8.22)$$

Where

L_v is taken as the effective width b_{eff} for global analysis, given in 7.4.1.2, when shear connectors of Ductility Category D2 and Category D3 are applied. For connectors of Ductility Category D1, it is the larger of the values of the effective width of the concrete flange on each side of the web, b_{ei} , given in 7.4.1.2.

NOTE Where stud shear connectors are used, for the ultimate limit state the distribution can alternatively be assumed to be rectangular along a length L_v adjacent to the free end of the slab.

(4) For calculating the primary effects of shrinkage at intermediate stages of the construction of a concrete slab, the equivalent span for the determination of the width b_{eff} in 8.6.7.2 should be taken as the continuous length of concrete slab where the shear connection is effective, within the span considered.

(5) Where at a sudden change of cross-section in accordance with Figure 8.15d) the concentrated longitudinal shear force results from the force N_c due to bending, the distribution given in (3) may be used.

(6) The forces transferred by shear connectors should be assumed to disperse into the concrete slab at an angle of $2\beta_L$, where $\beta_L = \arctan 2/3$.

8.6.8 Headed stud connectors in solid slabs and concrete encasement

8.6.8.1 Design resistance for shear

(1) The design shear resistance of a headed stud with an overall height of a stud not less than $3,9 d$ should be determined from the smallest of the values obtained from:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (8.23)$$

and:

$$P_{Rd} = \frac{0,29 k_{cc} d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (8.24)$$

where

- γ_v is the partial factor in accordance with 4.4.1.2(5);
- d is the diameter of the shank of the stud, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$;
- f_u is the specified ultimate tensile strength of the material of the stud but not greater than 500 N/mm^2 ;
- f_{ck} is the characteristic cylinder compressive strength of the concrete at the age considered, of density not less than 1750 kg/m^3 ;

E_{cm} is the secant modulus of elasticity of the concrete for short-term loading in accordance with 5.1(8). The coefficient k_E in accordance with EN 1992-1-1 should not be taken as more than 9500;

k_{cc} is the reduction factor considering the effect of concrete relaxation under sustained loading.

NOTE The factor k_{cc} is 1,0 unless the National Annex gives a different value for use within specific countries.

(2) The studs should be automatically welded in accordance with EN ISO 14555 and the weld collars should comply with the recommendations of EN ISO 13918.

(3) In buildings, where headed stud connectors are arranged in such a way that splitting forces can occur in the direction of the slab thickness (see Figure 8.16), and where there is no transverse shear, the design resistance may be determined in accordance with (1) when the following conditions are satisfied:

- fatigue is not relevant;
- transverse reinforcement is provided, as shown in Figure 8.16, such that $a_{rp} \geq 6 d$, and the anchorage length v is greater than or equal to $14 d$; and
- the splitting force is resisted by stirrups which should be designed for a tensile force of $0,3 P_{Rd}$ per stud connector. The spacing of these stirrups should not exceed the smaller of $18 d$ and the longitudinal spacing of the connectors.

(4) Where the conditions in (3) are not satisfied, or for application in bridges, use Annex F.

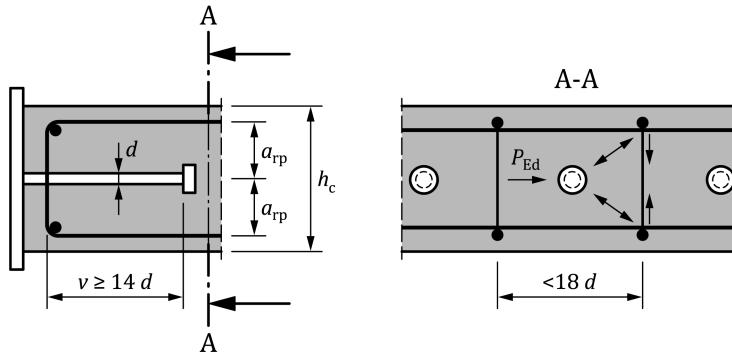


Figure 8.16 — Local reinforcement for splitting forces

8.6.8.2 Effect of tension on shear resistance

(1) Where headed stud connectors are subjected to direct tensile force in addition to shear, the design tensile force per stud $F_{ten,Ed}$ should be calculated.

(2) If $F_{ten,Ed} \leq 0,1 P_{Rd}$, where P_{Rd} is the design shear resistance defined in 8.6.8.1(1), the tensile force may be neglected.

(3) If $F_{ten,Ed} > 0,1 P_{Rd}$, the tensile resistance and the interaction between shear and tension should be checked as follows:

$$\frac{F_{ten,Ed}}{P_{ten,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.25)$$

$$\frac{F_{s,Ed}}{P_{Rd}} + \frac{F_{ten,Ed}}{P_{ten,Rd}} \leq 1,2 \quad (8.26)$$

where

P_{Rd} is the design shear resistance defined in 8.6.8.1 for solid slabs and in 8.6.9 for headed studs used with profiled steel sheeting in buildings;

$F_{s,Ed}$ is the design longitudinal shear force per stud;

$F_{ten,Ed}$ is the design tensile force per stud;

$P_{ten,Rd}$ is the design tension resistance of a headed stud, in accordance with (4) or (5).

NOTE Studs covered by Annex G are outside the scope of this subclause.

(4) The tensile resistance of headed studs, $P_{ten,Rd}$, should be calculated in accordance with EN 1992-4:2018, 7.2. Only checks for steel failure, pull-out failure and concrete cone failure apply.

(5) For the most commonly used headed studs, use Annex H to obtain $P_{ten,Rd}$.

8.6.8.3 Biaxial loading

(1) Where the shear connectors are provided to produce composite action both for the beam and for the composite slab, the combination of forces acting on the stud should be in accordance with:

$$\frac{F_{\ell,Ed}^2}{P_{\ell,Rd}^2} + \frac{F_{t,Ed}^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1 \quad (8.27)$$

where

$F_{\ell,Ed}$ is the design longitudinal force caused by composite action in the beam;

$F_{t,Ed}$ is the design transverse force caused by composite action in the slab (see Clause 10); and

$P_{\ell,Rd}$ and $P_{t,Rd}$ are the corresponding design shear resistances of the stud.

8.6.9 Design resistance of headed studs used with profiled steel sheeting in buildings

8.6.9.1 Sheeting with ribs parallel to the supporting beams

(1) Where studs are located within a region of concrete that has the shape of a haunch, see Figure 8.17, and the sheeting is continuous across the beam, the width of the haunch b_0 is equal to the width of the trough as given in Figure 10.2. Where the sheeting is not continuous, b_0 is defined in a similar way as given in Figure 8.17. The depth of the haunch should be taken as h_p .

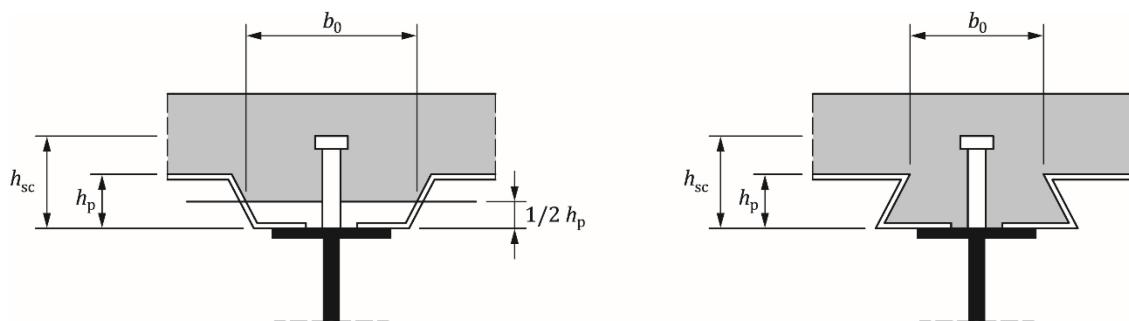


Figure 8.17 — Beam with profiled steel sheeting parallel to the beam

(2) The design shear resistance should be taken as the resistance in a solid slab, multiplied by the reduction factor k_ℓ given in Formula (8.28). For concrete grades higher than C60/70, the resistance in a solid slab in accordance with 8.6.8.1 should be calculated with $f_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$.

$$k_\ell = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (8.28)$$

where

- h_{sc} is the length after welding of the stud in accordance with EN ISO 13918, but not greater than $h_p + 75 \text{ mm}$. For calculations, the length after welding in accordance with Table 10 of EN ISO 13918:2018 may be assumed to apply for through-deck welded studs;
- h_p is the overall height of the profiled steel sheeting, excluding the height of the top re-entrant stiffener in open trough sheeting (see Figure 8.21), provided that the geometry is in accordance with 8.6.10.8(3).

NOTE For through-deck welded studs, the shorter length after welding is accounted for in the design resistance given by Formulae (8.28) and (8.29).

(3) Where the sheeting is not continuous across the beam, and is not appropriately anchored to the beam, that side of the haunch and its reinforcement should satisfy 8.6.10.4.

NOTE Means to achieve appropriate anchorage can be given in the National Annex.

(4) The effect of tension on the resistance of headed studs should be taken into account in accordance with 8.6.8.2 with the stud resistance P_{Rd} in 8.6.8.2 taken as $k_\ell P_{Rd}$ with k_ℓ as given by (2) and P_{Rd} as given by 8.6.8.1.

(5) Biaxial loading of shear connectors should be taken into account in accordance with 8.6.8.3 with the stud resistance $P_{\ell,Rd}$ in 8.6.8.2 taken as $k_\ell P_{Rd}$ with k_ℓ as given by (2) and P_{Rd} as given in 8.6.8.1.

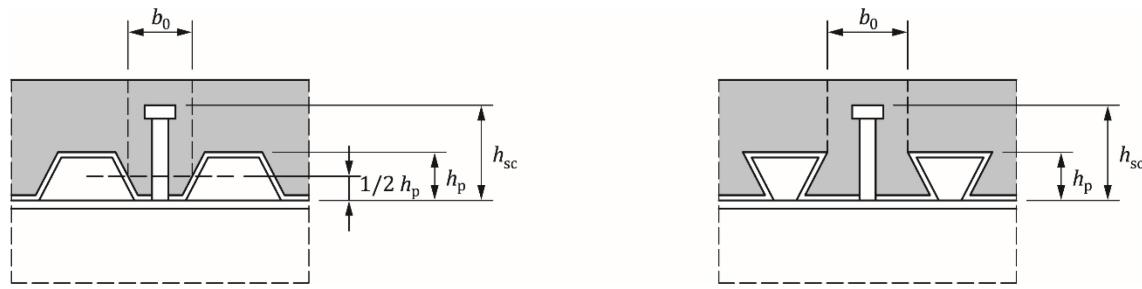
8.6.9.2 Sheeting with ribs transverse to the supporting beams

(1) Provided the conditions (2) and (3) are satisfied, the design shear resistance should be taken as the resistance in a solid slab, calculated as given in 8.6.8.1, (except that f_u should not be taken as greater than 450 N/mm^2 , and f_{ck} should not be taken as greater than 60 N/mm^2), multiplied by the reduction factor k_t determined from:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (8.29)$$

where

- n_r is the number of stud connectors in one rib at the beam intersection, not to exceed 2. Other symbols are as defined in Figure 8.18.

**Figure 8.18 — Beam with profiled steel sheeting transverse to the beam**

- (2) The factor k_t should not be taken as greater than the appropriate value $k_{t,\max}$ given in Table 8.3.
- (3) The values for k_t given in (1) and (2) are applicable provided that all the following conditions are satisfied:
- for open trough profiles, the studs are placed within the rib with an embedment depth h_A not less than $2,7 d$, and the distance from the edge of the concrete rib on the higher moment side to the centre-line of the nearest stud connector e_k is greater than 60 mm (Figure 8.19);
 - for re-entrant trough profiles, the studs are placed within the rib with an embedment depth h_A that is in accordance with 8.6.10.8(1);
 - the nominal thickness t_p of the steel sheet is not less than 0,70 mm;
 - the nominal concrete cover over the stud is in accordance with 8.6.10.2;
 - a reinforcement layer is placed underneath the head of the stud;
 - the height of the profiled sheeting h_p does not exceed a value of 105 mm;
 - the number of studs in one rib n_r does not exceed a value of 2;
 - for through-deck welding, the diameter of the studs is not greater than 20 mm;
 - for holes provided in the sheeting, the diameter of the studs is not greater than 22 mm.

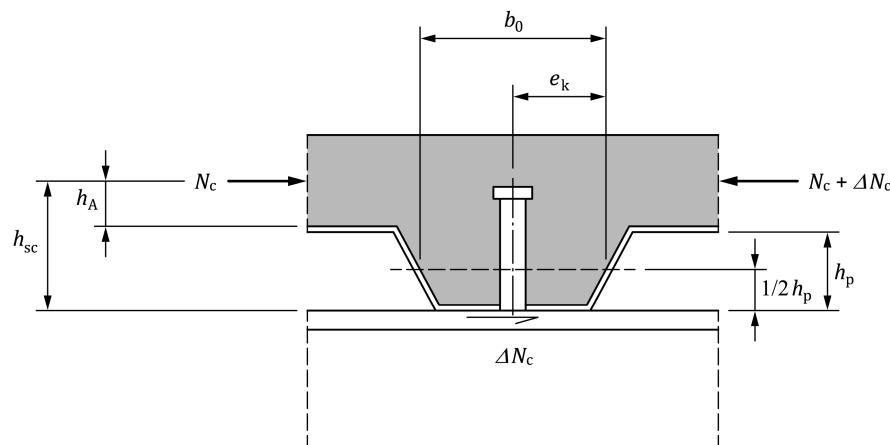
**Figure 8.19 — Beam with profiled steel sheeting transverse to the beam**

Table 8.3 — Upper limits $k_{t,\max}$ for the reduction factor k_t

Number of stud connectors per rib	Thickness t_p of sheet (mm)	Studs not exceeding 20 mm in diameter and welded through profiled steel sheeting	Profiled sheeting with holes and studs 19 mm or 22 mm in diameter
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	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

(4) The effect of tension on the resistance of headed studs should be taken into account in accordance with 8.6.8.2 with the stud resistance P_{Rd} in 8.6.8.2 taken as $k_t P_{Rd}$ with k_t as given in (1) and P_{Rd} as given in 8.6.8.1.

(5) Biaxial loading of shear connectors should be taken into account in accordance with 8.6.8.3 with the stud resistance P_{Rd} in 8.6.8.2 taken as $k_t P_{Rd}$ with k_t as given in (1) and P_{Rd} as given in 8.6.8.1.

(6) For open trough profiles, if the requirements of (3) are not fulfilled, the design resistance may be determined in accordance with Annex G. Alternatively, the values may be determined by tests in accordance with Annex B.

8.6.10 Detailing of the shear connection and influence of execution

8.6.10.1 Resistance to separation

(1) The surface of a connector that resists separation forces (e.g. the underside of the head of a stud) should extend not less than 30 mm clear above the bottom reinforcement in solid slabs (see Figure 8.20).

8.6.10.2 Cover and concreting for buildings

(1) The detailing of shear connectors shall be such that concrete can be adequately compacted around the base of the connector.

(2) The nominal concrete cover should be:

- a) not less than 15 mm; or
- b) as recommended in EN 1992-1-1:2023, 6.4.2 and 6.4.3 with $c_{min,b} = 0$ and $\Delta c_{dev} = 5$ mm, whichever is greater.

(3) In execution, the rate and sequence of concreting shall be required to be such that partly hardened concrete is not damaged as a result of limited composite action occurring from deformation of the steel beams under subsequent concreting operations. Where possible, deformation should not be imposed on a shear connection until the concrete has reached a cylinder strength of at least 20 N/mm².

8.6.10.3 Local reinforcement in the slab

(1) Where the shear connection is adjacent to a longitudinal edge of a concrete slab, transverse reinforcement provided in accordance with 8.6.11 should be fully anchored in the concrete between the edge of the slab and the adjacent row of connectors.

(2) To prevent longitudinal splitting of the concrete flange caused by the shear connectors, the following additional recommendations should be applied where the distance from the edge of the concrete flange to the centreline of the nearest row of shear connectors is less than 300 mm:

- transverse reinforcement should be supplied by U-bars passing around the shear connectors;
- where headed studs are used as shear connectors, the distance from the edge of the concrete flange to the centre of the nearest stud should not be less than $6d$, where d is the nominal diameter of the stud, with the U-bars not less than $0,5d$ in diameter; and
- the U-bars should be placed as low as possible while still providing sufficient bottom cover.

(3) At the end of a composite cantilever, sufficient local reinforcement shall be provided to transfer forces from the shear connectors to the longitudinal reinforcement.

8.6.10.4 Haunches other than formed by profiled steel sheeting

(1) Where a concrete haunch is used between the steel section and the soffit of the concrete slab, the sides of the haunch should lie outside a line drawn at 45° from the outside edge of the connector (see Figure 8.20).

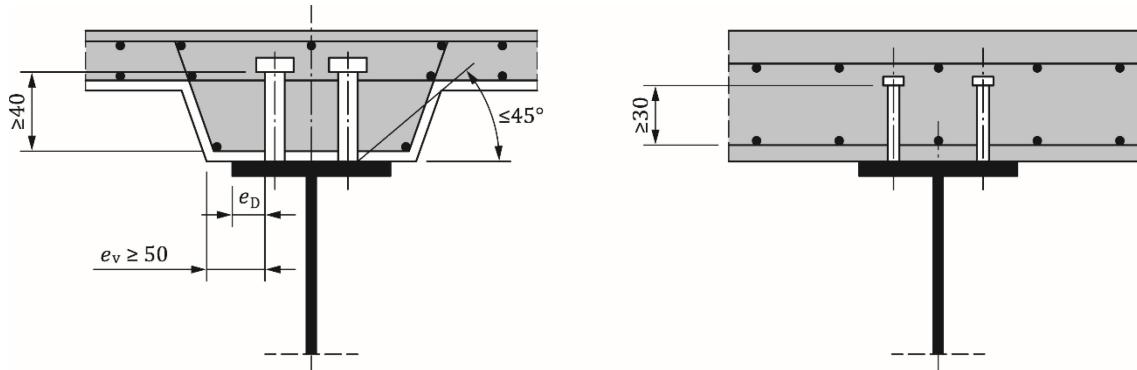


Figure 8.20 — Detailing

(2) The nominal concrete cover from the side of the haunch to the connector should not be less than 50 mm.

(3) Transverse reinforcing bars sufficient to satisfy the requirements of 8.6.11 should be provided in the haunch at not less than 40 mm clear below the surface of the connector that resists uplift.

8.6.10.5 Spacing of connectors

(1) Where it is assumed in design that the stability of either the steel or the concrete member is ensured by the connection between the two, the spacing of the shear connectors shall be sufficiently close for this assumption to be valid.

(2) Where a steel compression flange that would otherwise be in Class 3 or Class 4 is assumed to be in Class 1 or Class 2 because of restraint from shear connectors, the centre-to-centre spacing of the shear connectors in the direction of compression should not be greater than the following limits:

- where the slab is in contact over the full length (e.g. solid slab): $22 t_f \varepsilon$; and
- where the slab is not in contact over the full length (e.g. slab with ribs transverse to the beam): $15 t_f \varepsilon$

where:

t_f is the thickness of the flange.

In addition, the clear distance from the edge of a compression flange to the nearest line of shear connectors should be not greater than $9 t_f \varepsilon$.

(3) In buildings, the maximum longitudinal centre-to-centre spacing of shear connectors should be not greater than six times the total slab thickness or 800 mm.

8.6.10.6 Dimensions of the steel flange

(1) The thickness of the steel plate or flange to which a connector is welded shall be sufficient to allow proper welding and proper transfer of load from the connector to the plate without local failure or excessive deformation.

(2) In buildings, the distance e_D between the edge of a connector and the edge of the flange of the beam to which it is welded (see Figure 8.20), should not be less than 20 mm.

8.6.10.7 Headed stud connectors

(1) The length after welding of the stud should be in accordance with EN ISO 13918.

(2) The head should have a diameter of not less than $1,5 d$ and a depth of not less than $0,4 d$.

(3) For elements in tension and subjected to fatigue loading, the diameter of a welded stud should not exceed 1,5 times the thickness of the flange to which it is welded, unless test information is provided to establish the fatigue resistance of the stud as a shear connector. This applies also to studs directly over a web.

(4) The spacing of studs in the direction of the shear force should be not less than $5 d$; the spacing in the direction transverse to the shear force should be not less than $2,5 d$ in solid slabs and $4 d$ in other cases.

(5) Except when the studs are located directly over the web, the diameter of a welded stud should be not greater than 2,5 times the thickness of that part to which it is welded, unless test information is provided to establish the resistance of the stud as a shear connector.

8.6.10.8 Headed studs used with profiled steel sheeting in buildings

(1) The minimum embedment depth given by $h_A = (h_{sc} - h_p)$ should not be less than $2 d$, where h_{sc} is as defined in 8.6.9.1(2), h_p is the overall height of the profiled steel sheeting [excluding the height of the top re-entrant stiffener in open trough sheeting when the conditions in (3) are satisfied] and d is the diameter of the shank.

(2) The minimum width of the troughs that are to be filled with concrete should not be less than 50 mm.

(3) For open trough sheeting with a top re-entrant stiffener, the height of the stiffener d_{ef} should not be greater than 15 mm, and the horizontal distance between the web-to-flange junction and the corner of the re-entrant stiffener b_{fp} should not be less than 25 mm (see Figure 8.21).

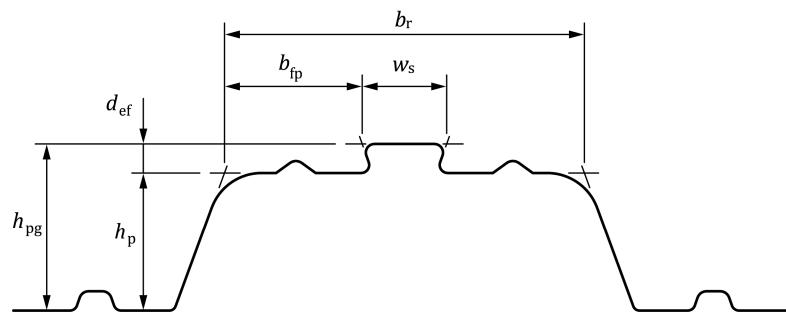


Figure 8.21 — Open trough sheeting with a top re-entrant stiffener

8.6.11 Longitudinal shear in concrete slabs

8.6.11.1 General

- (1) Transverse reinforcement in the slab shall be designed for the ultimate limit state so that premature longitudinal shear failure or longitudinal splitting is prevented.
- (2) The design longitudinal shear stress for any potential surface of longitudinal shear failure within the slab τ_{Ed} shall not exceed the design longitudinal shear strength of the shear surface under consideration.
- (3) The length of the shear surface b-b shown in Figure 8.22 should be equal to $2 h_{sc}$ plus the head diameter for a single row of stud shear connectors or staggered stud connectors, or as equal to $(2h_{sc} + s_y)$ plus the head diameter for stud shear connectors arranged in pairs, where h_{sc} is the length after welding of the studs and s_y is the transverse spacing centre-to-centre of the studs.
- (4) The design longitudinal shear per unit length of beam on a shear surface should be determined in accordance with 8.6.2 to 8.6.7 and be consistent with the design and spacing of the shear connectors. Account may be taken of the variation of longitudinal shear across the width of the concrete flange.
- (5) For each type of shear surface considered, the design longitudinal shear stress τ_{Ed} should be determined from the design longitudinal shear per unit length of beam, taking account of the number of shear planes and the length of the shear surface.

8.6.11.2 Design resistance to longitudinal shear

- (1) The design shear strength of the concrete flange (shear planes a-a illustrated in Figure 8.22) should be determined in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2.5(6).
- (2) In the absence of a more accurate calculation, the design shear strength of any surface of potential shear failure in the flange or a haunch may be determined using EN 1992-1-1:2023, 8.2.5(4). For a shear surface passing around the shear connectors (e.g. shear surface b-b in Figure 8.22), the dimension h_f should be taken as the length of the shear surface.
- (3) The effective transverse reinforcement per unit length, A_{sf}/s_f in EN 1992-1-1:2023, 8.2.5 should be as shown in Figure 8.22, in which A_b , A_t and A_{bh} are areas of reinforcement per unit length of beam anchored in accordance with EN 1992-1-1:2023, 11.4 for longitudinal reinforcement.
- (4) Where a combination of pre-cast elements and in-situ concrete is used, the resistance to longitudinal shear should be determined in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2.6.

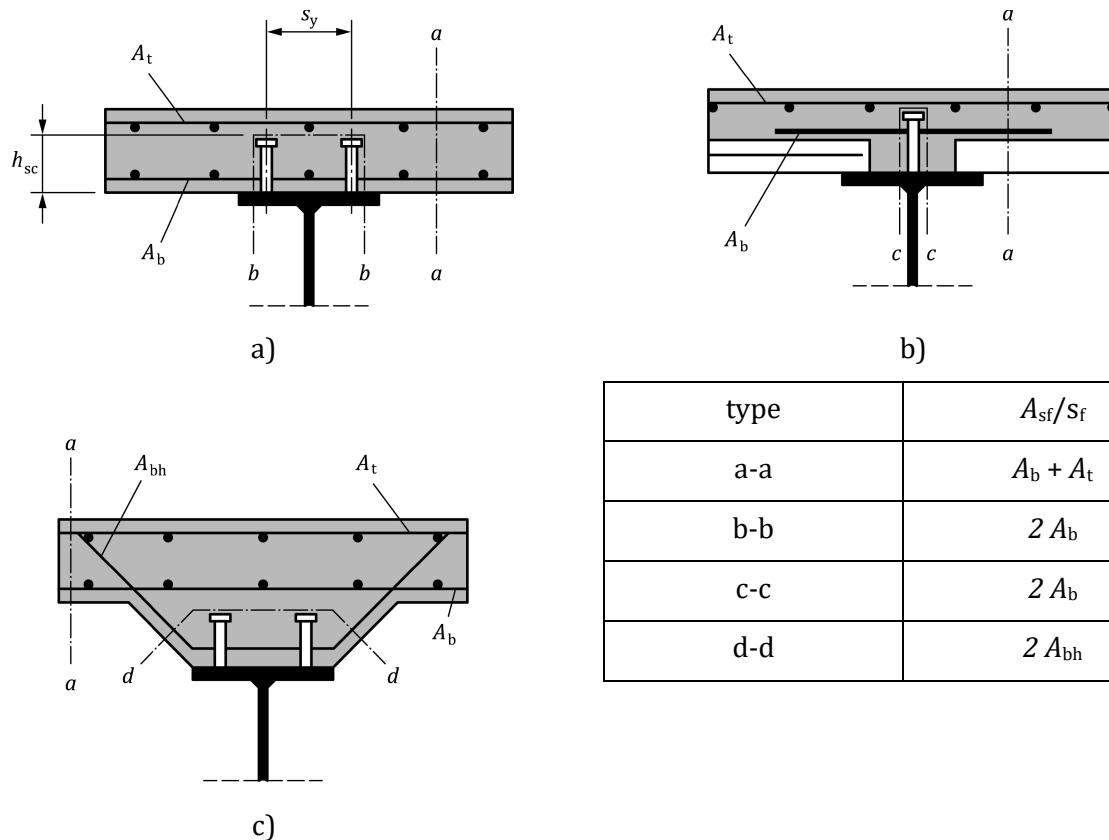


Figure 8.22 — Typical potential surfaces of shear failure

8.6.11.3 Minimum transverse reinforcement

(1) The minimum area of reinforcement should be determined in accordance with EN 1992-1-1:2023, 12.2(4), using the definitions appropriate to transverse reinforcement.

8.6.11.4 Longitudinal shear and transverse reinforcement in beams for buildings

(1) Where profiled steel sheeting is used and the shear surface passes through the depth of the slab (e.g. shear surface a-a in Figure 8.23), the dimension h_f should be taken as the thickness of the concrete above the sheeting.

(2) Where profiled steel sheeting is used transverse to the beam and the design resistances of the studs are determined using the appropriate reduction factor k_t as given in 8.6.9.2, it is not necessary to consider shear surfaces of type b-b in Figure 8.23.

(3) For surfaces of type c-c in Figure 8.23, the depth of the sheeting should not be included in h_f unless verified by tests.

(4) Where profiled steel sheeting with mechanical or frictional interlock and with ribs transverse to the beam is continuous across the top flange of the steel beam, its contribution to the transverse reinforcement for a shear surface of type a-a may be allowed, see Formula (8.30).

$$\frac{A_{sf}}{s_f} f_{sd} + A_{pe} f_{yp,d} > \frac{\tau_{Ed} h_c}{\cot \theta_f} \quad (8.30)$$

where:

- A_{pe} is the effective cross-sectional area of the profiled steel sheeting per unit length of the beam [see 10.7.2(5)]; for sheeting with holes, the net area should be used;
- $f_{yp,d}$ is its design yield strength;
- τ_{Ed} is the longitudinal shear stress, at the junction between one side of a flange in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2.5, with h_{fl} replaced by h_c ;
- $\cot \theta_f$ $1 \leq \cot \theta_f \leq 3,0$ in compression flanges;
 $1 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ in tension flanges.

NOTE As a simplification $\cot \theta_f = 1,2$ can be used.

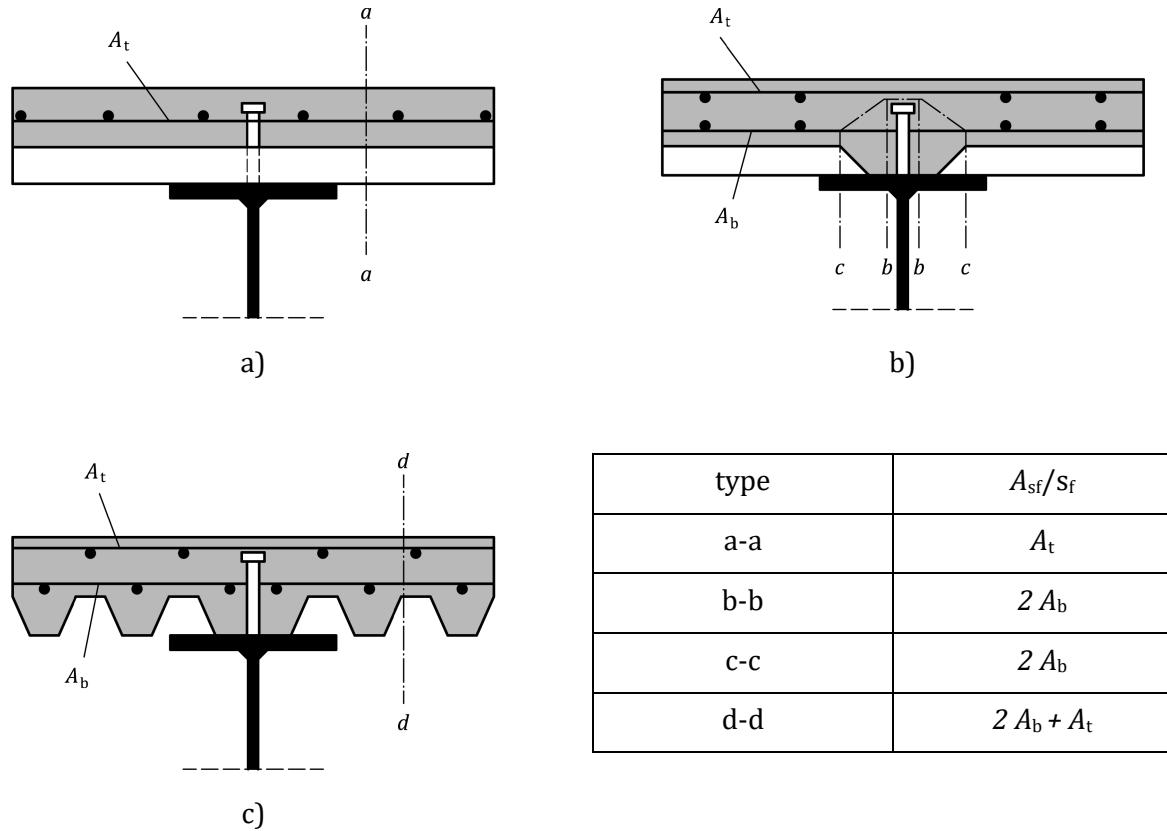


Figure 8.23 — Typical potential surfaces of shear failure where profiled steel sheeting is used

- (5) Where the profiled steel sheeting with ribs transverse to the beam is discontinuous across the top flange of the steel beam, and stud shear connectors are welded to the steel beam directly through the profiled steel sheets, the term $A_{pe} f_{yp,d}$ in Formula (8.30) should be replaced by that given in Formula (8.31).

$$P_{pb,Rd}/s_x \leq A_{pe}f_{yp,d} \quad (8.31)$$

where:

- $P_{pb,Rd}$ is the design bearing resistance of a headed stud welded through the sheet in accordance with 10.7.4;
- s_x is the longitudinal spacing centre-to-centre of the studs effective in anchoring the sheeting.

NOTE With profiled steel sheeting, the requirement for minimum reinforcement relates to the area of concrete above the sheeting.

8.7 Fatigue

8.7.1 Fatigue for buildings

(1) No fatigue assessment for structural steel, reinforcement, concrete and shear connection is required where, for structural steel, EN 1993-1-1:2022, 10(2) or 10(3) applies and, for concrete, where conditions in EN 1992-1-1:2023, 10.1(2) are fulfilled.

(2) Where (1) is not fulfilled, the requirements in prEN 1994-2:2024, 8.7 should be used.

8.8 Composite columns and composite compression members

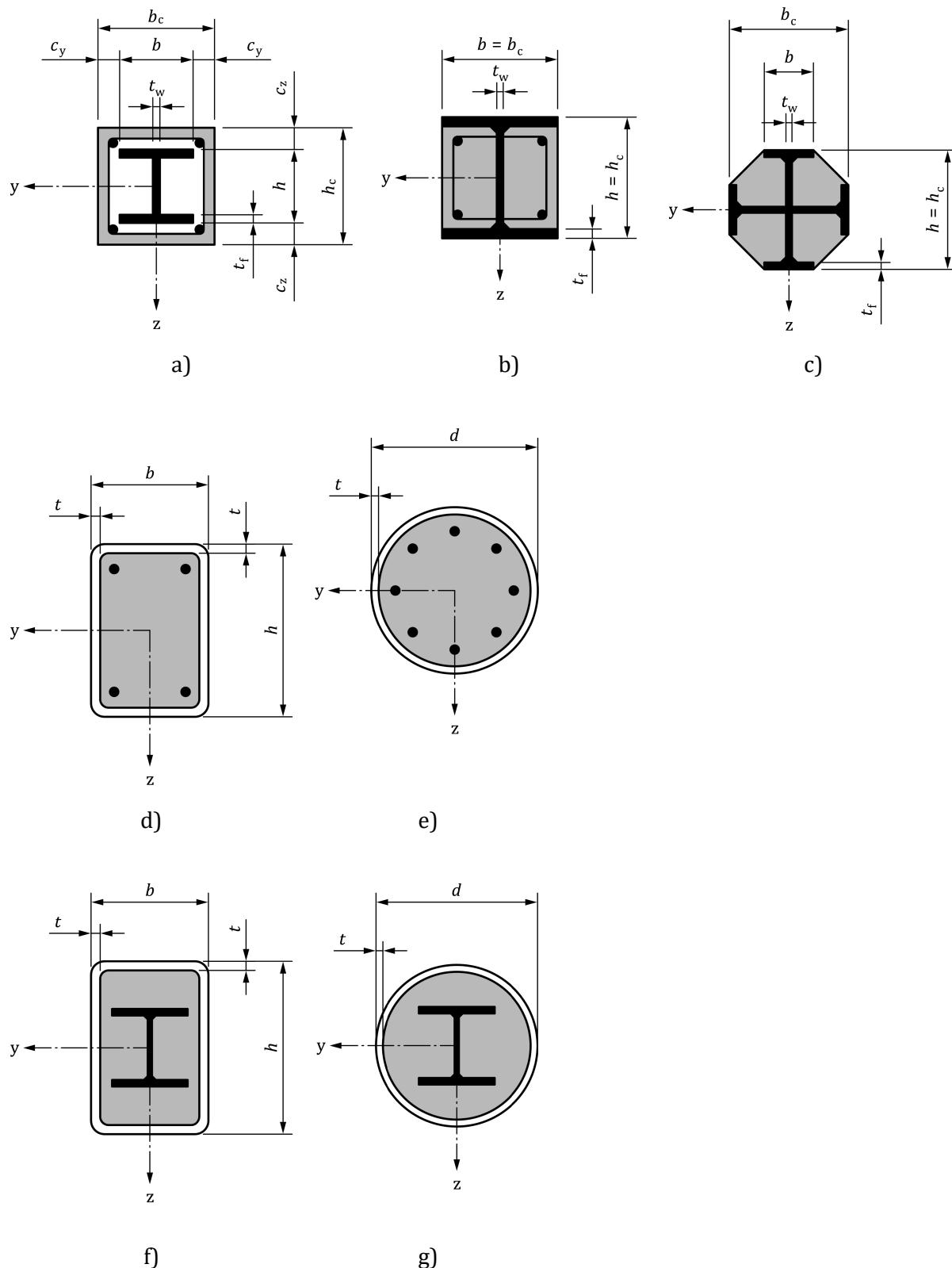
8.8.1 General

(1) Clause 8.8 applies for the design of composite columns and composite compression members with concrete encased sections, partially-encased sections and concrete filled rectangular and circular hollow section (see Figure 8.24).

(2) Composite compression members may be verified by the following methods:

- a general method given in 8.8.2 whose scope includes members with non-symmetrical or non-uniform cross-sections over the column length; and
- a simplified method given in 8.8.3 for members of doubly symmetrical and uniform cross-section over the member length.
 - (a) The simplified method in accordance with 8.8.3 applies to columns and compression members with steel grades S235 to S460, reinforcement grade not above B500, normal weight concrete of strength Classes C20/25 to C50/60 and those cross-sections shown in Figure 8.24.

NOTE The simplified method applies to cross-sections given in Figure 8.24. Other sections such as a concrete encased steel section with a concrete cross-section that is not rectangular or square, composite columns with elliptical, triangular or other shapes different to the sections presented in Figure 8.24 and all composite columns with single or multiple massive steel cores or a steel core formed from plates are not covered by the simplified method. Those columns have to be verified using the general method, see 8.8.2 or a specific CEN/TS.

**Figure 8.24 — Typical cross-sections of composite columns and notation**

(4) This clause applies to isolated columns as well as columns and composite compression members in framed structures where the other structural members are either composite or steel members.

(5) The steel contribution ratio δ_c should fulfil the following condition given in Formula (8.32).

$$0,2 \leq \delta_c \leq 0,9 \quad (8.32)$$

where:

δ_c is defined in 8.8.3.3(1).

(5) Composite columns or compression members of any cross-section should be checked for:

- resistance of the member in accordance with 8.8.2 or 8.8.3;
- resistance to local buckling in accordance with (8) and (9);
- introduction of loads in accordance with 8.8.4.2; and
- resistance to shear between steel and concrete elements in accordance with 8.8.4.3.

(7) For composite compression members subjected to bending moments and axial forces resulting from combinations of independent actions, those internal forces that, when increased, lead to an increase of resistance should be reduced by 20%.

(8) The influence of local buckling of the steel section on the resistance shall be considered in design.

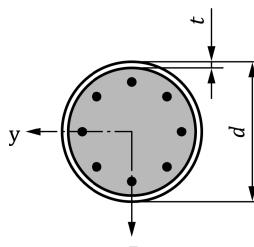
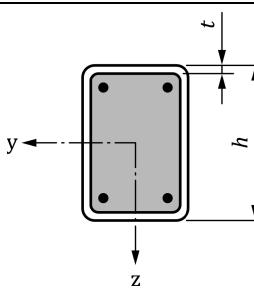
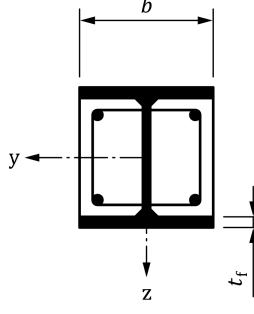
(9) The effects of local buckling may be neglected for a steel section fully-encased in accordance with 8.8.5.1(2), and for other types of cross-section provided the maximum values of Table 8.4 are not exceeded.

(10) Compression members with an axial force N_{Ed} should be designed for a minimum moment of $M_{Ed,min} = \pm N_{Ed} \cdot e_{d,min}$, unless one of the following conditions applies:

- equivalent imperfections have been used for the global analysis; or
- the resistance of the member is calculated in accordance with 8.8.3.5; or
- specific structural measures (e.g. yield plate or centre plate) are used to guarantee concentric loading.

The eccentricity $e_{d,min}$ is an additional eccentricity which covers the effects of geometric imperfections (e.g. due to an offset of superposed columns or bending of the supported slab). For composite columns in buildings with braced frames, where the restraining effects from slabs or beams on the buckling length are not taken into account and where the buckling length is assumed to be the geometric length between the centres of the upper and lower restraints, the additional minimum eccentricity may be neglected. Otherwise for columns supporting a concrete structure the eccentricity can be taken by reference to EN 1992-1-1:2023, 8.1.1(5). Rules for determination of buckling length then are given in EN 1992-1-1:2023, Annex O.

Table 8.4 — Maximum values (d/t), (h/t) and (b/t_f)

Cross-section		Max (d/t), max (h/t) and max (b/t_f)
Circular hollow steel sections		$\max(d/t) = 90\varepsilon^2$
Rectangular hollow steel sections		$\max(h/t) = 52\varepsilon$
Partially-encased I-sections		$\max(b/t_f) = 44\varepsilon$
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$; where f_y is in N/mm ²		

8.8.2 General method of design

(1) The general method is based on a non-linear analysis. Design for structural stability shall take account of non-linear effects including residual stresses, geometrical imperfections, local instability, cracking of concrete, creep and shrinkage of concrete, and yielding of structural steel and of reinforcement. The non-linear model shall cover all relevant failure modes. The verifications shall ensure that instability does not occur for the most unfavourable combination of actions at the ultimate limit state and that the resistance of individual cross-sections subjected to bending, longitudinal force and shear is not exceeded.

(2) Non-linear effects shall be considered in any direction in which failure might occur, if they affect the structural stability significantly.

(3) Internal forces shall be determined by geometrical and material non-linear analysis with imperfections (GMNIA).

(4) Plane sections may be assumed to remain plane. Full composite action up to failure may be assumed between the steel and concrete components of the member, provided the longitudinal shear resistance in the length of load introduction and also over the remaining member length is not exceeded.

(5) Concrete in tension shall be neglected. The influence of tension stiffening of concrete between cracks on the flexural stiffness may be taken into account.

(6) Shrinkage and creep effects shall be taken into account if they are likely to reduce the structural stability significantly.

(7) For simplification, creep and shrinkage effects may be ignored if the increase in the bending moments due to creep deformations and normal force resulting from permanent and quasi permanent loads is not greater than 10%.

(8) The general method is based on non-linear analysis and design by applying an overall safety factor for resistance and for action effects. For composite columns the inequality given in Formula (8.33) should be satisfied:

$$E_d^{II} \leq R \left(\frac{R_m}{\gamma_0} \right) \quad (8.33)$$

where

R_m is the mean value of resistance, obtained from a non-linear analysis, as defined in (9);

E_d^{II} is the vector defined by the internal force N_{Ed} and the associated moment M_{Ed}^{II} (Figure 8.25).

M_{Ed}^{II} is the internal design moment determined by the geometrical and material non-linear analysis taking into account geometrical and structural imperfections based on the combination of action effects in accordance with EN 1990 and EN 1991 (all parts) taking into account the partial safety factors γ_G and γ_Q and considering 8.8.1(7).

N_{Ed} Is the Internal force determined by the geometrical and material non-linear analysis taking into account geometrical and structural imperfections based on the combination of action effects in accordance with EN 1990 and EN 1991 (all parts) taking into account the partial safety factors γ_G and γ_Q and considering 8.8.1(7) if required; for the verification of the compression member as isolated member, the design value N_{Ed} is that from the global analysis.

γ_0 is the overall partial factor, in accordance with (10);

γ_G is the partial factor for permanent actions;

γ_Q is the partial factor for non-permanent actions.

NOTE Where the variation of the elasticity modulus can lead to a significant impact on the second-order analysis sensitivity study is to be taken into account.

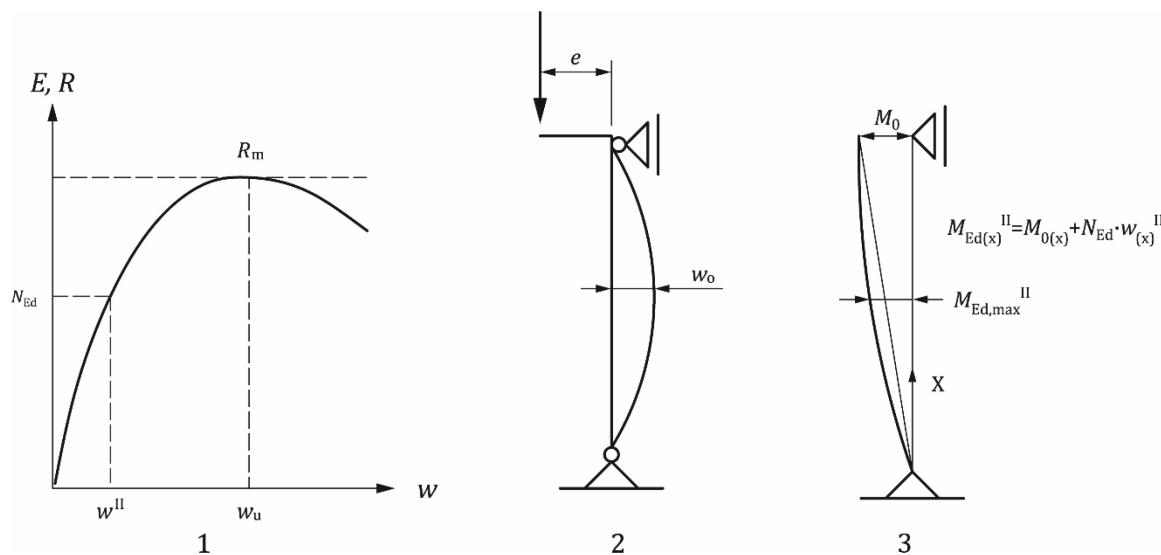
(9) The nominal mean values of material strength for concrete, reinforcement and structural steel in accordance with 8.8.2(11) should be used in the analysis. Additional effects due to geometrical imperfection and residual stresses should be included in the analysis.

NOTE 1 The mean value R_m of the resistance results from the geometrical and material non-linear analysis taking into account the geometrical and structural imperfections considering all effects in accordance with 8.8.2(1).

NOTE 2 Values for residual stress can be taken in accordance with EN 1993-1-14.

NOTE 3 The geometrical imperfection depends on the column type and execution process. It is $L/400$ unless the National Annex gives a different value, where L is the length of the compression member.

NOTE 4 For simplification, instead of the effects of residual stresses (structural imperfection) and geometrical imperfections, equivalent initial bow imperfections (member imperfections) can be used in accordance with Table 8.7.

**Key**

- 1 Graph of applied load against displacement
- 2 End eccentricity and imperfection
- 3 Moments due to applied load, eccentricity and imperfection

Figure 8.25 — Non-linear analysis for determination of R_m and M_{Ed}^{II}

(10) The overall partial factor γ_0 is given in Formula (8.34) and Figure 8.26. The values of $R_{pl,m}$ and $R_{pl,d}$, shown in this figure should be determined along the direction of the load vector E_d^{II} , defined by N_{Ed} and M_{Ed}^{II} which should be associated to the investigated load combination.

$$\gamma_0 = \frac{R_{pl,m}}{R_{pl,d}} \quad (8.34)$$

where:

$R_{pl,m}$ is the resistance in combined bending and compression which may be based on the full plastic interaction Curve 1 or interaction Curve 1 determined based on nonlinear resistance, in Figure 8.26, using the material strengths f_{cm} , f_{ym} and f_{sm} in accordance with (11).

$R_{pl,d}$ is the resistance in combined bending and compression which may be obtained from 8.8.3.2(2) (Curve 2 in Figure 8.26).

$M_{Ed,max}^{II}$ is the design value of the maximum internal moment resulting from (1) to (9);

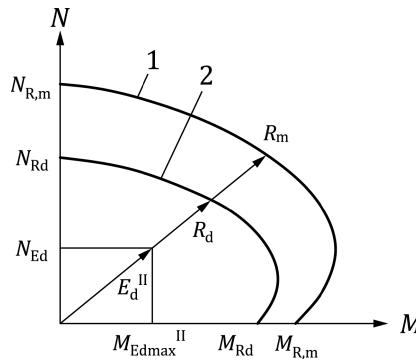
$N_{pl,m}$ is the resistance of the cross-section to compression using the material strengths f_{cm} , f_{ym} and f_{sm} which may be based on the full plastic or nonlinear resistance.

$N_{pl,d}$ is the design resistance of the cross-section to compression which may be based on the full plastic or nonlinear resistance.

$M_{pl,m}$ is the resistance of the cross-section to bending using the material strengths f_{cm} , f_{ym} and f_{sm} which may be based on the full plastic or nonlinear resistance.

$M_{pl,rd}$ is the design resistance of the cross-section to bending which may be based on the full plastic or nonlinear resistance.

NOTE All values for $R_{pl,m}$, $R_{pl,d}$, $N_{pl,m}$, $N_{pl,d}$, $M_{pl,m}$ and $M_{pl,Rd}$ are to be determined either on plastic resistance or alternative all are to be determined based on nonlinear resistance.



Key

- 1 N-M curve based on mean material properties
- 2 N-M curve based on design material properties

Figure 8.26 — Interaction curve for determination of overall safety factor γ_0

(11) The following stress-strain relationships should be used for the non-linear analysis and the determination of R_m , in accordance with Figure 8.25. The mean values should also be used for the determination of $R_{pl,m}$, in accordance with Figure 8.26:

- for concrete in compression as given in EN 1992-1-1:2023, 5.1.6(3), where f_{cm} is given in EN 1992-1-1:2023, Table 5.1 and Table A.1;
- for reinforcing steel as given in EN 1992-1-1:2023, Figure 5.2, Curve 2. In this diagram, f_{yk} should be replaced by f_{sm} and the value $k f_{yk}$ should be replaced by $k f_{ym}$, where f_{sm} is given in EN 1992-1-1:2023, Table A.1;
- for structural steel as given in EN 1993-1-1:2022, 7.4.3(3), where f_y should be replaced by f_{ym} . Alternatively the stress-strain relation in accordance with prEN 1993-1-14:2023, 5.3.2 may be used.

NOTE The values of f_{ym} can be determined from EN 1993-1-1:2022, Table E.1.

(12) For concrete filled tubes with circular cross-sections, confinement effects may be taken into account in accordance with 8.8.3.2(6).

(13) For composite columns under biaxial bending, the non-linear analysis should be provided by taking into account the load eccentricity, moments and imperfections in all direction. If no more detailed analysis based on biaxial N-M_y-M_z interaction curve is provided, the overall partial factor γ_0 may be developed for each bending axis separately using the resulting moment vector $(M_y^2 + M_z^2)^{0.5}$. The more conservative overall partial factor should be applied to determine the design resistance in accordance with (10).

8.8.3 Simplified method of design

8.8.3.1 General and scope

(a) The scope of this simplified method is limited to members of doubly symmetrical and uniform cross-section over the member length with hot-rolled, cold-formed or welded steel sections. The simplified method is not applicable if the structural steel component consists of two or more unconnected sections. The relative slenderness $\bar{\lambda}$ defined in 8.8.3.3 should fulfil the condition in Formula (8.35).

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (8.35)$$

(b) For a fully-encased steel section, see Figure 8.24 a), limits to the maximum thickness of concrete cover that may be used in calculation are given in Formula (8.36):

$$\max c_z = 0,3h \quad \max c_y = 0,4b \quad (8.36)$$

(3) The longitudinal reinforcement that may be used in calculation should not exceed 6% of the concrete area.

(4) The ratio of the depth to the width of the composite cross-section should be within the limits 0,2 and 5,0.

8.8.3.2 Resistance of cross-sections

(1) The plastic resistance to compression $N_{pl,Rd}$ of a composite cross-section should be calculated by adding the plastic resistances of its components as given in Formula (8.37).

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (8.37)$$

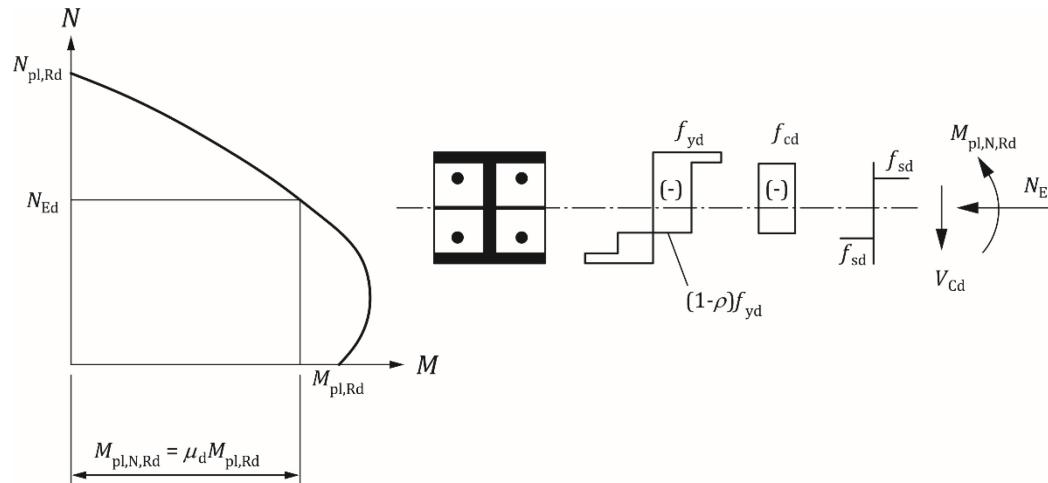


Figure 8.27 — Interaction curve for combined compression and uniaxial bending

(2) The resistance of a cross-section to combined compression and bending and the corresponding interaction curve may be calculated assuming rectangular stress blocks as shown in Figure 8.27, taking account of the design shear force V_{Ed} in accordance with (3). The tensile strength of the concrete should be neglected.

(3) The influence of transverse shear forces on the resistance to bending and normal force should be considered when determining the interaction curve, if the shear force $V_{a,Ed}$ on the steel section exceeds $\eta V_{pl,a,Rd}$, see 8.2.2.5. The resistance to shear $V_{c,Ed}$ of the reinforced concrete part should be verified in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2.

(4) Unless a more accurate analysis is used, V_{Ed} may be distributed into $V_{a,Ed}$ acting on the structural steel and $V_{c,Ed}$ acting on the reinforced concrete section as given by Formulae (8.38) and (8.39).

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (8.38)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (8.39)$$

where:

$M_{pl,a,Rd}$ is the plastic resistance moment of the steel section; and

$M_{pl,Rd}$ is the plastic resistance moment of the composite section.

For simplification V_{Ed} may be assumed to act on the structural steel section alone.

(5) As a simplification, the interaction curve may be replaced by a polygonal diagram (the dashed line in Figure 8.28). Figure 8.28 shows as an example the plastic stress distribution of a fully-encased cross-section for the points A to D.

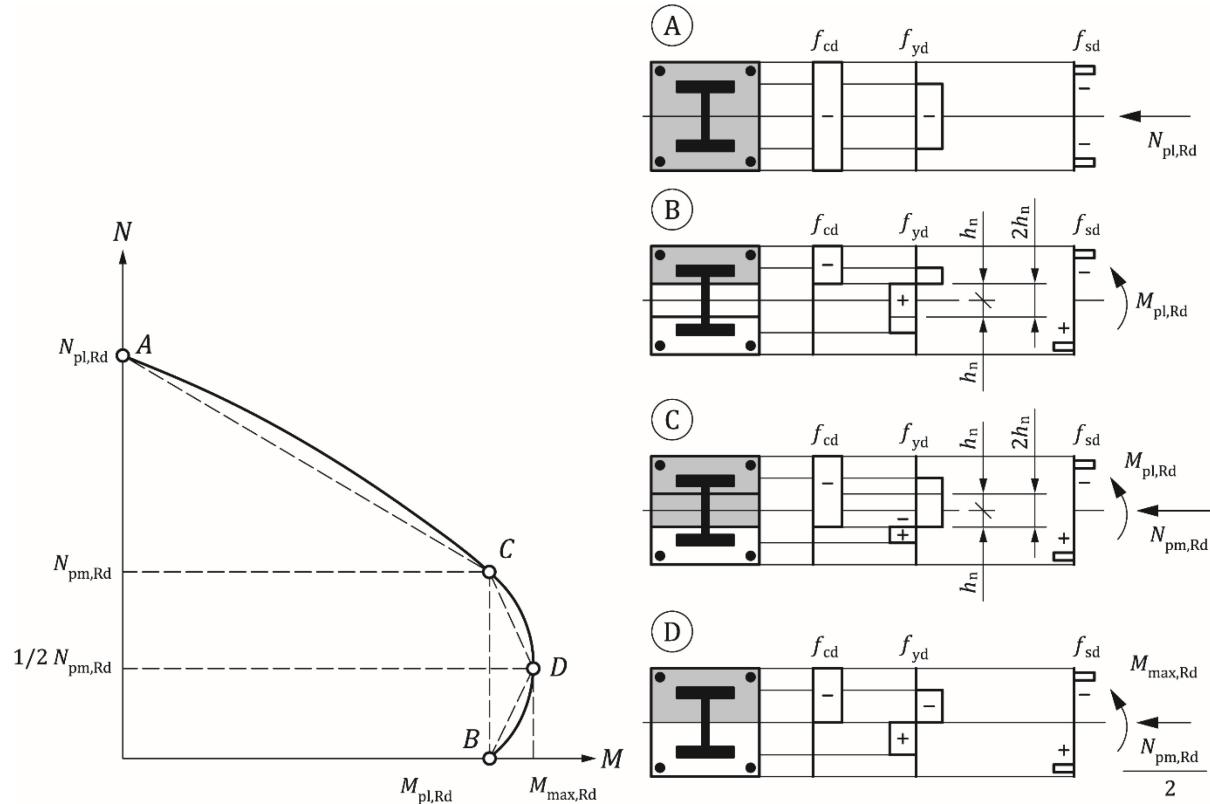


Figure 8.28 — Simplified interaction curve and corresponding stress distributions

- (a) For concrete filled tubes of circular cross-section, account may be taken of increase in strength of concrete caused by confinement provided that the relative slenderness $\bar{\lambda}$ defined in 8.8.3.3(2) does not exceed 0,5 and $e_N/d < 0,1$, where e_N is the eccentricity of loading given by M_{Ed} / N_{Ed} and d is the external diameter of the column. The plastic resistance to compression may then be determined from:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (8.40)$$

where:

t is the wall thickness of the steel tube;

η_a, η_c coefficients taking into accounts confinement effects according to Table 8.5.

Table 8.5 — Coefficients taking into accounts confinement effects

For members with centric loading			
$e_N/d = 0$	η_a	$\eta_a = \eta_{a0} = 0,25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \leq 1,0$	(8.41)
	η_c	$\eta_c = \eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 (\bar{\lambda})^2 \geq 0$	(8.42)
For members in combined compression and bending			
$0 < e_N/d \leq 0,1$	η_a	$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) (10 e_N/d)$	(8.43)
	η_c	$\eta_c = \eta_{c0} (1 - 10 e_N/d)$	(8.44)
$e_N/d > 0,1$	η_a	$\eta_a = 1,0$	(8.45)
	η_c	$\eta_c = 0$	(8.46)

8.8.3.3 Effective flexural stiffness, steel contribution ratio and relative slenderness

(a) The steel contribution ratio δ_c is defined by Formula (8.47).

$$\delta_c = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (8.47)$$

where:

$N_{pl,Rd}$ is the plastic resistance to compression defined in 8.8.3.2(1).

(a) The relative slenderness $\bar{\lambda}$ for the plane of bending being considered is given in Formula (8.48).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (8.48)$$

where:

$N_{pl,Rk}$ is the characteristic value of the plastic resistance to compression given by Formula (8.37) if, instead of the design strengths, the characteristic values are used;

N_{cr} is the elastic critical normal force for the relevant buckling mode, calculated with the effective flexural stiffness $(EI)_{eff}$ determined in accordance with (3) and (4).

(a) For the determination of the relative slenderness $\bar{\lambda}$ and the elastic critical force N_{cr} , the characteristic value of the effective flexural stiffness $(EI)_{eff}$ of a cross-section of a composite column should be determined from:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{c,eff} I_c \quad (8.49)$$

where:

K_e is a correction factor that should be taken as 0,6.

I_a, I_c, I_s are the second moments of area of the structural steel section, the un-cracked concrete section and the reinforcement for the bending plane being considered.

(4) Influence of long-term effects on the effective elastic flexural stiffness should be taken into account. The modulus of elasticity of concrete E_{cm} should be reduced to the value $E_{c,eff}$ determined from:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed})\varphi_t} \quad (8.50)$$

where:

N_{Ed} is the total design normal force;

$N_{G,Ed}$ is the part of this normal force that is permanent.

φ_t is the creep coefficient in accordance with 7.4.2.2(2). For concrete filled hollow sections, this coefficient may be considered as 25% of the value that would be obtained from EN 1992-1-1:2023, 5.1.5 and Annex B, for a reinforced concrete section.

8.8.3.4 Methods of analysis and member imperfections

(1) For member verification, analysis should be based on second-order linear elastic analysis.

(2) For the determination of the internal forces the design value of effective flexural stiffness $(EI)_{eff,II}$ should be determined from:

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_a I_s + K_{e,II} E_{c,eff} I_c) \quad (8.51)$$

where:

$K_{e,II}$ is a correction factor which should be taken as 0,5;

K_0 is a calibration factor which should be taken as 0,9;

$E_{c,eff}$ is the reduced modulus of elasticity of concrete to allow for long-term effects in accordance with 8.8.3.3(4).

(3) Second-order effects need not to be considered where 7.2.1(3) applies and the elastic critical load is determined with the flexural stiffness $(EI)_{eff,II}$ in accordance with (2).

(4) The influence of geometrical and structural imperfections may be taken into account by equivalent geometrical imperfections. Equivalent member imperfections for composite columns are given in Table 8.7, where L is the column length.

(5) Where in the global analysis only global second-order effects are accounted for, the design second-order moment within a column length may be determined from:

$$M_{Ed} = \frac{M_{Ed,Im} + \beta_M M_{Ed,Em}}{1 - N_{Ed} / N_{cr,eff}} \quad (8.52)$$

where:

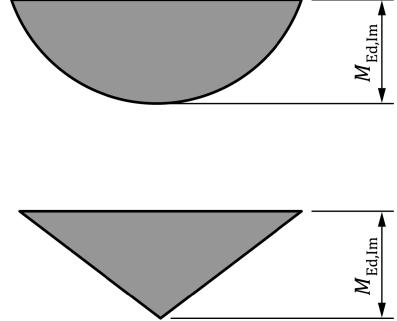
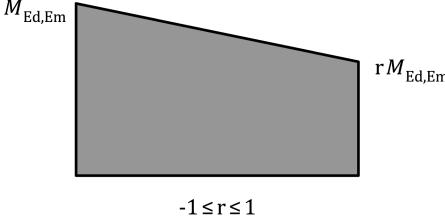
$M_{Ed,Em}$ is the maximum moment at the ends of the column from the global analysis including second-order effects where required by 7.2;

$M_{Ed,Im}$ is the maximum first-order moment within the length of the column including the effect of imperfections and of any lateral loading within the column length not included in the global analysis;

$N_{cr,eff}$ is the critical axial force for the relevant axis and corresponding to the effective flexural stiffness given in (2). The effective length may conservatively be assumed to be equal to the system length;

β_M is the equivalent moment factor. Where there is no lateral load within the column length, its value is given in Table 8.6 where r is the ratio of the moment at the other end of the column to $M_{Ed,Em}$ and $-1 \leq r \leq 1$. Where there is lateral load within the column length a value of 1,0 should be used.

Table 8.6 — Factors β_M for the determination of moments to second-order theory

	Moment distribution	Moment factors β_M	Comment
(a)		First-order bending moments from member imperfection or lateral load: $\beta_M = 1$	$M_{Ed,Im}$ is the maximum bending moment within the column length ignoring second-order effects
(b)		End moments: $\beta_M = 0,66 + 0,44r$ And $\beta_M \geq 0,44$	$M_{Ed,Em}$ and $r M_{Ed,Em}$ are the end moments from first-order or second-order global analysis

8.8.3.5 Resistance of members in axial compression

(1) Members may be verified using second-order analysis in accordance with 8.8.3.6 taking into account member imperfections.

(2) For simplification for members in axial compression, the design value of the axial force N_{Ed} should satisfy Formula (8.53).

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.53)$$

where:

$N_{pl,Rd}$ is the plastic resistance of the composite section in accordance with 8.8.3.2(1), but with f_{yd} determined using the partial factor γ_{M1} given in EN 1993-1-1:2022, 8.1(1);

χ is the reduction factor for the relevant buckling mode given in EN 1993-1-1:2022, 8.3.1.3 in terms of the relevant relative slenderness.

The relevant buckling curves for cross-sections of composite columns are given in Table 8.7, where ρ_s is the reinforcement ratio A_s / A_c .

8.8.3.6 Resistance of members in combined compression and uniaxial bending

(1) Formula (8.54) based on the interaction curve determined in accordance with 8.8.3.2(2) to (5) should be satisfied:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (8.54)$$

where:

M_{Ed} is the greatest of the end moments and the maximum bending moment within the column length, calculated in accordance with 8.8.3.4, including imperfections and second-order effects if necessary;

$M_{pl,N,Rd}$ is the plastic bending resistance taking into account the axial force N_{Ed} , given by $\mu_d M_{pl,Rd}$ (see Figure 8.27);

$M_{pl,Rd}$ is the plastic bending resistance, given by point B in Figure 8.28.

For steel grades between S235 and S355 inclusive, the coefficient α_M should be taken as 0,9 and for steel grades S420 and S460 as 0,8.

(2) Where an increase in axial compression increases the bending resistance, values μ_d greater than 1,0 should only be used where the bending moment M_{Ed} depends directly on the action of the axial force N_{Ed} , for example where the moment M_{Ed} results from an eccentricity of the normal force N_{Ed} . Otherwise an additional verification is necessary in accordance with Clause 8.8.1(7).

NOTE The value $\mu_d = \mu_{dy}$ or μ_{dz} , see Figure 8.29, refers to the design plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ for the plane of bending being considered.

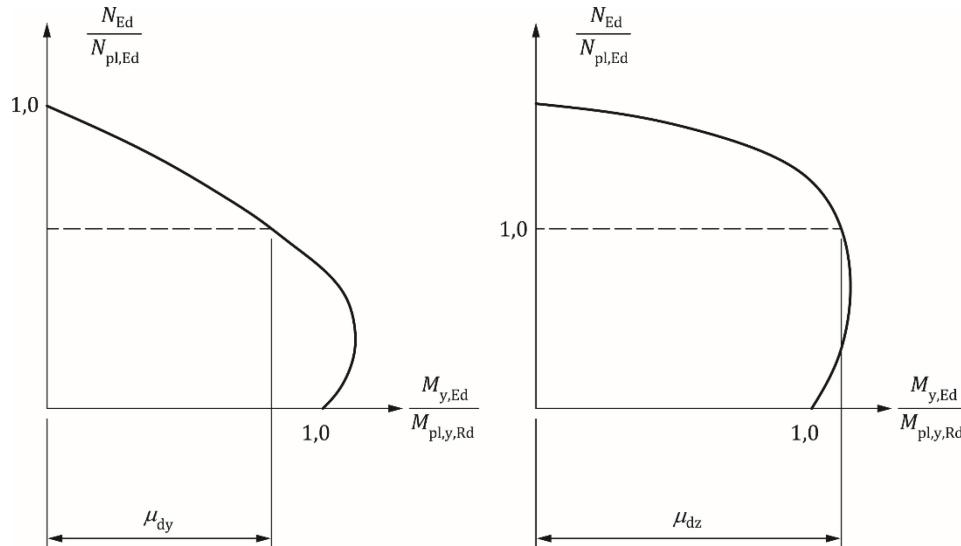
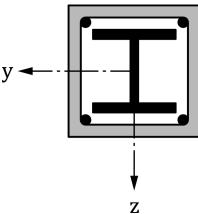
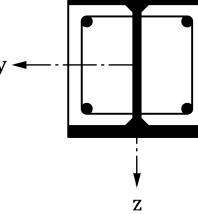
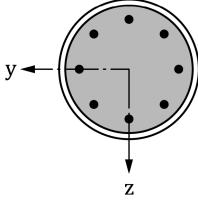
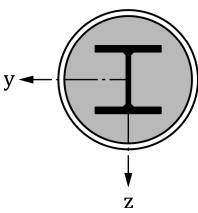
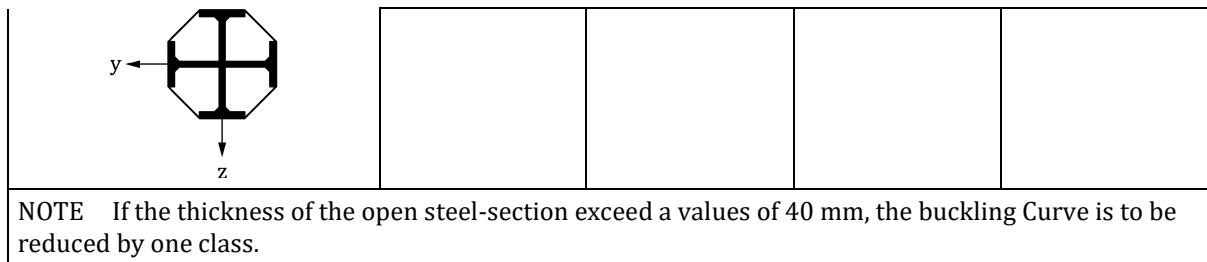


Figure 8.29 — Design for compression and biaxial bending

Table 8.7 — Buckling Curves and member imperfections for composite columns

Cross-section	Limits	Axis of buckling	Buckling Curve	Member imperfection
square and rectangular concrete encased section 		<i>y-y</i>	<i>b</i>	$L/200$
		<i>z-z</i>	<i>c</i>	$L/150$
partially concrete encased section 		<i>y-y</i>	<i>b</i>	$L/200$
		<i>z-z</i>	<i>c</i>	$L/150$
circular and rectangular hollow steel section 	$\rho_s \leq 3\%$	<i>any</i>	<i>a</i>	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	<i>any</i>	<i>b</i>	$L/200$
circular and rectangular hollow steel sections with additional I-section 		<i>y-y</i>	<i>b</i>	$L/200$
		<i>z-z</i>	<i>b</i>	$L/200$
partially concrete encased section with crossed I-sections		<i>any</i>	<i>b</i>	$L/200$



8.8.3.7 Combined compression and biaxial bending

(1) For composite columns and compression members with biaxial bending, the values μ_{dy} and μ_{dz} in Figure 8.29 may be calculated in accordance with 8.8.3.6 separately for each axis. Imperfections should be considered only in the plane in which failure is expected to occur. If it is not evident which plane is the more critical, checks should be made for both planes.

(2) For combined compression and biaxial bending, the conditions given in Formulae (8.55) and (8.56) should be satisfied for the stability check within the column length and for the check at the end:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (8.55)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.56)$$

where:

- | | |
|---------------------------------|---|
| $M_{pl,y,Rd}$ and $M_{pl,z,Rd}$ | are the plastic bending resistances of the relevant plane of bending; |
| $M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$ | are the design bending moments including second-order effects and imperfections in accordance with 8.8.3.4; |
| μ_{dy} and μ_{dz} | are defined in 8.8.3.6; |
| $\alpha_M = \alpha_{M,y}$ | is given in 8.8.3.6(1); |
| $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ | is given in 8.8.3.6(1). |

8.8.4 Shear connection and load introduction

8.8.4.1 General

(1) Provision shall be made in regions of load introduction for internal forces and moments applied from members connected to the ends and for loads applied within the length to be distributed between the steel and concrete components, considering the shear resistance at the interface between steel and concrete. A clearly defined load path shall be provided that does not involve an amount of slip at this interface that would invalidate the assumptions made in design.

(2) Where composite columns and compression members are subjected to significant transverse shear, as for example by local transverse loads and by end moments, provision shall be made for the transfer of the corresponding longitudinal shear stress at the interface between steel and concrete.

(3) For axially loaded columns and compression members, longitudinal shear outside the areas of load introduction need not be considered.

8.8.4.2 Load introduction

(1) Shear connectors should be provided in the load introduction area and in areas with change of cross-sections, if the design shear strength τ_{Rd} (see 8.8.4.3), is exceeded at the interface between steel and concrete. The shear forces should be determined from the change of sectional forces of the steel or reinforced concrete section within the introduction length. If the loads are introduced into the concrete cross-section only, the values resulting from an elastic analysis considering creep and shrinkage should be taken into account. Otherwise, the forces at the interface should be determined by elastic theory or plastic theory, to determine the more severe case.

(2) In the absence of a more accurate method, the introduction length should not exceed the minimum of $2 d$ or $L / 3$, where d is the minimum transverse dimension of the column and L is the column length.

(3) For composite columns and compression members, no shear connection needs to be provided for load introduction by end plates if the full interface between the concrete section and end plate is permanently in compression, taking account of creep and shrinkage. Otherwise the load introduction should be verified in accordance with (5). For concrete filled tubes of circular cross-section, the effect caused by the confinement may be taken into account if the conditions given in 8.8.3.2(6) are fulfilled using the values η_a and η_c for $\bar{\lambda}$ equal to zero.

(4) Where stud connectors are attached to the web of a fully or partially concrete encased steel I-section or a similar section, account may be taken of the frictional forces that develop from the prevention of lateral expansion of the concrete by the adjacent steel flanges. This resistance may be added to the calculated resistance of the shear connectors. The additional resistance may be assumed to be $\mu P_{Rd}/2$ on each flange and each horizontal row of studs, as shown in Figure 8.30, where μ is the relevant coefficient of friction that may be assumed. For steel sections without painting and free from oil, grease or loose scale or rust, μ may be taken as 0,5. P_{Rd} is the resistance of a single stud in accordance with 8.6.8.1. In absence of better information from tests, the clear distance between the flanges should not exceed the values given in Figure 8.30.

(5) If the cross-section is partially loaded (as, for example, Figure 8.31a), the loads may be distributed with a ratio of 1:2,5 over the thickness t_e of the end plate. The concrete stresses should then be limited in the area of the effective load introduction, for concrete filled hollow sections in accordance with (6) and for all other types of cross-sections in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.6.

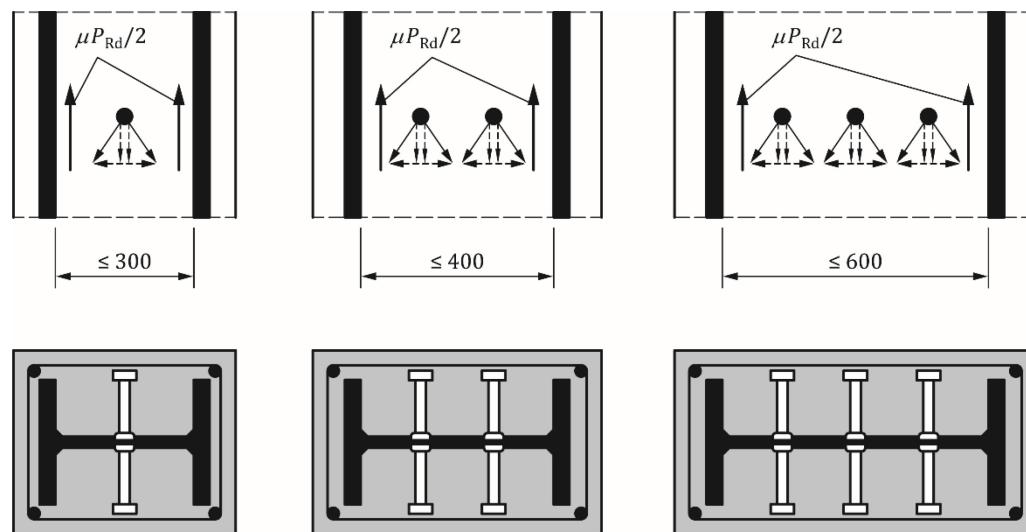


Figure 8.30 — Additional frictional forces in composite columns by use of headed studs

(6) If the concrete in a filled circular hollow section or a square hollow section is only partially loaded, for example by gusset plates through the profile or by stiffeners as shown in Figure 8.31, the local design strength of concrete, $\sigma_{c,Rd}$ under the gusset plate or stiffener resulting from the sectional forces of the concrete section should be determined from:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cl} \frac{t}{a_{hs}} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (8.57)$$

where:

- t is the wall thickness of the steel tube;
- a_{hs} is the diameter of the tube or the width of the square section;
- A_c is the cross-sectional area of the concrete section of the column;
- A_1 is the loaded area under the gusset plate, see Figure 8.31;
- η_{cl} = 4,9 for circular steel tubes and 3,5 for square sections.

The ratio A_c/A_1 should not exceed the value 20. Welds between the gusset plate and the steel hollow sections should be designed in accordance with FprEN 1993-1-8:2023, Clause 6.

(7) For concrete filled circular hollow sections, longitudinal reinforcement may be taken into account for the resistance of the column, even where the reinforcement is not welded to the end plates or in direct contact with the end plates, provided that:

- verification for fatigue is not required; and
- the gap e_g between the reinforcement and the end plate does not exceed 30 mm, see Figure 8.31a).

(8) Transverse reinforcement should be in accordance with EN 1992-1-1:2023, 12.6. In cases of partially-encased steel sections, concrete should be held in place by transverse reinforcement arranged in accordance with Figure 8.12.

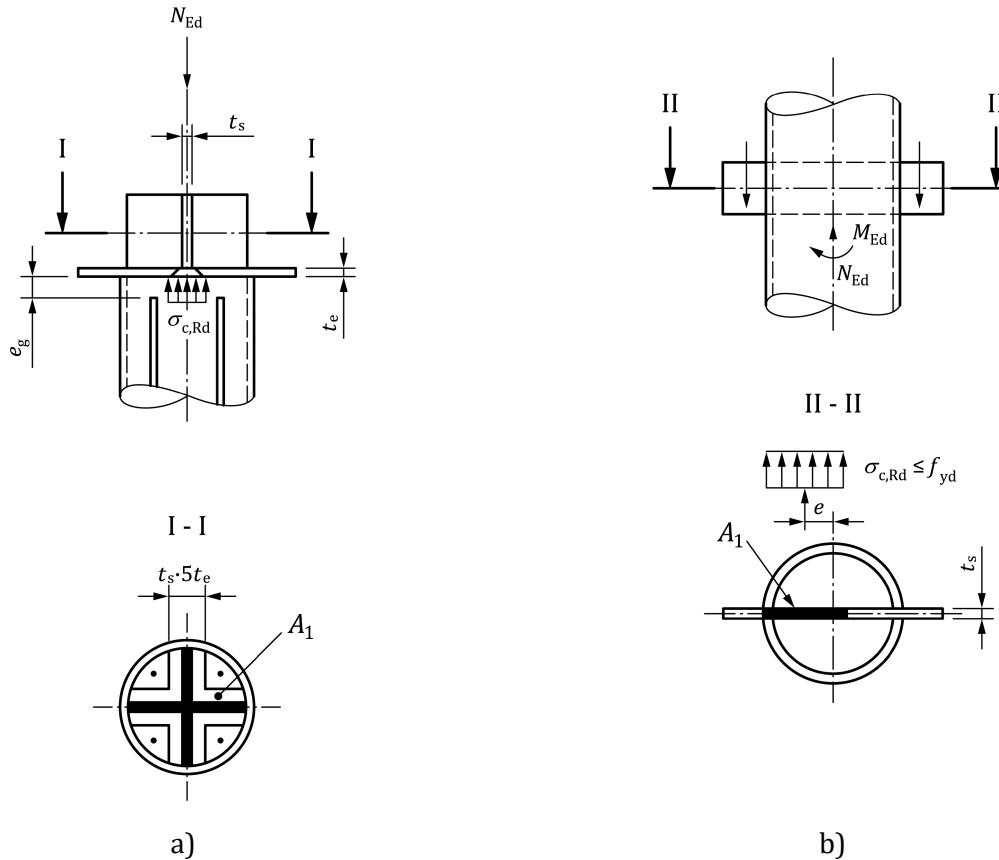
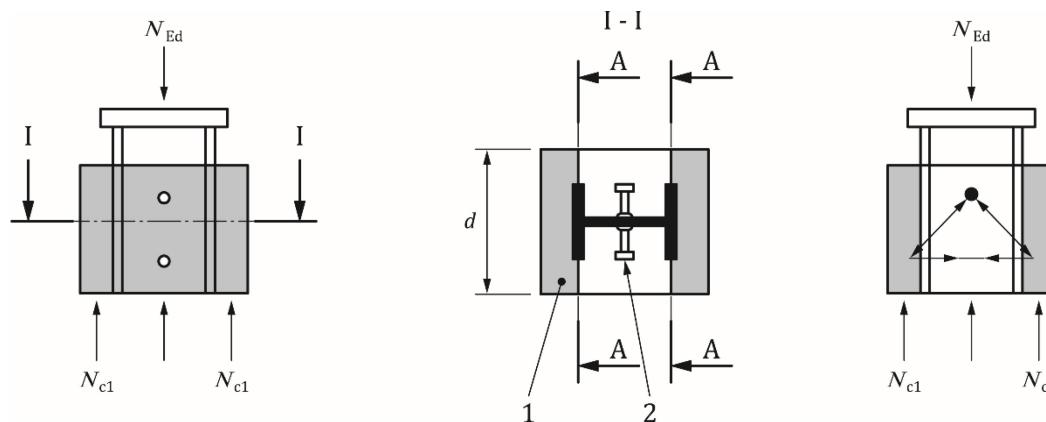


Figure 8.31 — Partially loaded circular concrete filled hollow section

(9) In cases of load introduction through only the steel section or the concrete section, for fully-encased steel sections, the transverse reinforcement should be designed for the longitudinal shear that results from the transmission of axial force (N_{c1} in Figure 8.32) from the parts of concrete directly connected by shear connectors into the parts of the concrete without direct shear connection (see Figure 8.32, section A-A; the hatched area outside the flanges of Figure 8.32 should be considered as not directly connected).

The design and arrangement of transverse reinforcement should be based on a truss model assuming an angle of 45° between concrete compression struts and the member axis.

**Key**

- 1 not directly connected
2 directly connected

Figure 8.32 — Directly and not directly connected concrete areas for the design of transverse reinforcement

8.8.4.3 Longitudinal shear outside the areas of load introduction

(1) Outside the area of load introduction, longitudinal shear at the interface between concrete and steel should be verified where it is caused by transverse loads and /or end moments. Shear connectors should be provided, based on the distribution of the design value of longitudinal shear, where this exceeds the design shear strength τ_{Rd} .

(2) In the absence of a more accurate method, elastic analysis, considering long-term effects and cracking of concrete, may be used to determine the longitudinal shear at the interface.

(3) Provided that the surface of the steel section in contact with the concrete is unpainted and free from oil, grease and loose scale or rust, the values given in Table 8.8 may be assumed for τ_{Rd} .

Table 8.8 — Design shear strength τ_{Rd}

Type of cross-section	τ_{Rd} (N/mm ²)
Completely concrete encased steel sections	0,30
Concrete filled circular hollow sections	0,55
Concrete filled rectangular hollow sections	0,40
Flanges of partially-encased sections	0,20
Webs of partially-encased sections	0,00
Completely or partially concrete encased steel sections with paint, oil, grease, loose scale or rust	0,00

(4) The value of τ_{Rd} given in Table 8.8 for completely concrete encased steel sections applies to sections with a minimum concrete cover of 40 mm and transverse and longitudinal reinforcement in accordance with 8.8.5.2. For greater concrete cover and adequate reinforcement, higher values of τ_{Rd} may be used. Unless verified by tests, for completely encased sections the increased value $\beta_c \tau_{Rd}$ may be used, with β_c determined from:

$$\beta_c = 1 + 0,02c_z \left(1 - \frac{c_{z,\min}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (8.58)$$

where:

- c_z is the nominal value of concrete cover in mm, see Figure 8.24a;
 $c_{z,\min} = 40$ mm is the minimum concrete cover.

(5) Unless otherwise verified, for partially-encased I-sections with transverse shear due to bending about the weak axis due to lateral loading or end moments, shear connectors should always be provided. If the resistance to transverse shear is not to be taken as only the resistance of the structural steel, then the required transverse reinforcement for the shear force $V_{c,Ed}$ in accordance with 8.8.3.2(4) should be welded to the web of the steel section or should pass through the web of the steel section.

8.8.5 Detailing provisions

8.8.5.1 Concrete cover of steel profiles and reinforcement

(1) For fully-encased steel sections, at least a minimum cover of reinforced concrete shall be provided to ensure the safe transmission of bond forces, the protection of the steel against corrosion and spalling of concrete.

(2) The concrete cover for a flange of a fully-encased steel section should be not less than 40 mm, nor less than one-sixth of the breadth b of the flange.

(3) The cover for reinforcement should be in accordance with EN 1992-1-1:2023, 6.4.

8.8.5.2 Longitudinal and transverse reinforcement

(1) The longitudinal reinforcement in concrete-encased columns which is allowed for in the resistance of the cross-section should be not less than 0,3% of the cross-section of the concrete. Normally no longitudinal reinforcement is necessary in concrete filled hollow sections, if design for fire resistance is not required.

(2) The transverse and longitudinal reinforcement in fully or partially concrete encased columns should be designed and detailed in accordance with EN 1992-1-1:2023, 11.2 and 12.5.

(3) The clear distance between longitudinal reinforcing bars and the structural steel section may be smaller than required in (2), even zero. In this case, for bond the effective perimeter c_{eff} of the reinforcing bar should be taken as half or one quarter of its perimeter, as shown in Figure 8.33 at (a) and (b) respectively.

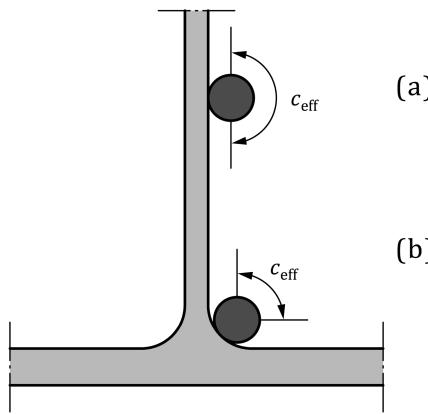


Figure 8.33 — Effective perimeter c_{eff} of a reinforcing bar

(4) For fully or partially-encased members, where environmental conditions are Class X_0 in accordance with EN 1992-1-1:2023, Table 6.1, and longitudinal reinforcement is neglected in design, a minimum longitudinal reinforcement of diameter 8 mm and 250 mm spacing, with a transverse reinforcement of diameter 6 mm and 200 mm spacing should be provided. Alternatively welded mesh reinforcement of diameter 4 mm may be used.

9 Serviceability limit states

9.1 General

(1) A structure with composite members shall be designed and constructed such that all relevant serviceability limit states are fulfilled in accordance with the principles of EN 1990:2023, 5.4.

(2) The verification of serviceability limit states should be based on the criteria given in EN 1990:2023, 5.4(3).

(3) Serviceability limit states for composite slabs with profiled steel sheeting should be verified in accordance with Clause 10.

9.2 Stresses

9.2.1 General

(1) Calculation of stresses for beams at the serviceability limit state shall take into account the following effects, where relevant:

- shear lag;
- creep and shrinkage of concrete;
- cracking of concrete and tension stiffening of concrete;
- sequence of construction;
- increased flexibility resulting from significant incomplete interaction due to slip of shear connection;
- inelastic behaviour of steel and reinforcement, if any; and
- torsional and distortional warping, if any.

(2) Shear lag may be taken into account in accordance with 7.4.1.2.

(3) Unless a more accurate method is used, effects of creep and shrinkage may be taken into account by use of modular ratios in accordance with 7.4.2.2.

(4) In cracked sections the primary effects of shrinkage may be neglected when verifying stresses.

(5) In section analysis, the cracking of concrete shall be taken into account.

(6) The influence of tension stiffening of concrete between cracks on stresses in reinforcement and pre-stressing steel should be taken into account. Unless more accurate methods are used, the stresses in reinforcement should be determined in accordance with 9.4.3.

(7) The influences of tension stiffening on stresses in structural steel may be neglected.

(8) The effects of incomplete interaction may be ignored, where full shear connection is provided and where, in case of partial shear connection in buildings, 9.3.1(4) applies.

9.2.2 Stress limitation for buildings

(1) Stress limitation is not required for beams if, in the ultimate limit state, no verification of fatigue is required and no pre-stressing by tendons and/or by controlled imposed deformations (e.g. jacking of supports) is provided.

(2) For composite columns in buildings, normally no stress limitation is required.

(3) If required, the stress limitations for concrete and reinforcement given in EN 1992-1-1:2023, 9.1(3) should apply.

9.3 Deformations in buildings

9.3.1 Deflections

(1) Deflections due to loading applied to the steel member alone should be calculated in accordance with EN 1993-1-1.

(2) Deflections due to loading applied to the composite member should be calculated using appropriate methods. Elastic analysis in accordance with Clause 7 may be used. Otherwise the effect of possible yielding in the steel at midspan and reinforcement at the support should be taken into account. The effect of yielding of steel at the support may be considered in accordance with (8).

(3) The reference level for the vertical deflection δ_{\max} should be consistent with the requirements.

(4) The effects of slip [incomplete interaction, see 9.2.1(8)] may be ignored provided that:

- a) the design of the shear connection is in accordance with 8.6;
- b) either the number of shear connectors used is not less than the half of the number needed for full shear connection, or the forces resulting from an elastic behaviour and acting on the shear connectors in the serviceability limit state do not exceed P_{Rd} ; and
- c) when the beam comprises a steel section and a composite slab with ribs transverse to the beam, the height of the ribs h_p does not exceed 80 mm.

(5) When the effects of slip have to be taken into account, the elastic deflection of a composite single span beam, where the loading is mainly uniformly distributed, and the cross-sections and the shear connectors remain elastic under the load combination for the serviceability limit state, may be estimated using an effective stiffness in accordance with Formula (9.1), unless a more accurate method is used.

$$I_{L,eff} = I_{c,L} + I_a + \frac{A_{c,eff} A_a}{A_{c,eff} + A_a} z_{cl}^2 \quad (9.1)$$

$$A_{c,eff} = \frac{A_c}{n_{L,eff}} \quad (9.2)$$

$$n_{L,eff} = n_L \left(1 + \frac{\pi^2 E_a A_{c,L}}{L^2 c_s} \right) \quad (9.3)$$

Where:

- $I_{c,L}$ second moment of area of the concrete slab considering the modular ratio in accordance with 7.4.2.2;
- I_a second moment of area of the structural steel section;
- n_L modular ratio in accordance with 7.4.2.2, where the subscript index "L" represents the type of loading as defined in 7.4.2.2(2);

- A_a area of the structural steel section;
- A_c area of the concrete flange;
- $A_{c,L}$ area of the concrete flange considering time dependent effects; $A_{c,L} = A_c/n_L$;
- L span length of the composite beam;
- c_s stiffness of the shear connection $c_s = k_{sc}n_r/s_x$;
- k_{sc} stiffness of a shear connector in accordance with Annex B, Figure B.3;
- n_r number of transversely spaced shear connectors;
- s_x distance between uniformly spaced shear connectors; and
- z_{cl} distance between centroids of the concrete slab and the steel section.

NOTE For a concrete slab in which the reduction factor k_t is unity, see 8.6.9.2, the approximate values for the stiffness k_{sc} are given in A.3 (4).

(6) The effect of cracking of concrete in hogging moment regions on the deflection should be taken into account by adopting the methods of analysis given in 7.4.2.3.

(7) For beams with critical sections in Class 1, Class 2 or Class 3, the following simplified method may be used. At every internal support where σ_{ct} exceeds $1,5 f_{ctm}$ or $1,5 \eta_{lw,fct} f_{ctm}$ as appropriate, the bending moment determined by un-cracked analysis defined in 7.4.2.3(2) is multiplied by the reduction factor f_1 given in Figure 9.1, and corresponding increases are made to the bending moments in adjacent spans. The redistribution allowed by 7.4.4(8) should not be used. Curve A may be used for internal spans only, when the loadings per unit length on all spans are equal and the lengths of all spans do not differ by more than 25%. Otherwise the approximate lower bound value $f_1 = 0,6$ (line B) should be used.

(8) For the calculation of deflection of un-propped beams, account may be taken of the influence of local yielding of structural steel over a support by multiplying the bending moment at the support, determined in accordance with the methods given in (6), with an additional reduction factor as follows:

- $f_2 = 0,5$ if f_y is reached before the concrete slab has hardened; and
- $f_2 = 0,7$ if f_y is reached after concrete has hardened.

This applies to the determination of the maximum deflection but not to pre-camber.

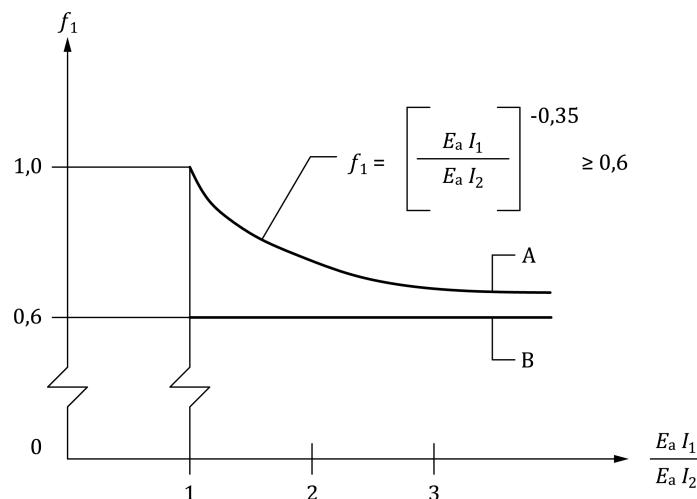


Figure 9.1 — Reduction factor for the bending moment at supports

(9) Unless specifically required by the client, the effect of curvature due to shrinkage of normal weight concrete need not be included when the ratio of span to overall depth of the beam is not greater than 20.

9.3.2 Vibration

(1) The dynamic properties of floor beams should satisfy the criteria of EN 1990:2023, A.1.7.3.

9.4 Cracking of concrete

9.4.1 General

(1) For the limitation of crack width, the general considerations of EN 1992-1-1:2023, 9.2.1 may apply to composite structures. The limitation of crack width depends on the exposure Class in accordance with EN 1992-1-1:2023, 6.3.

(2) An estimation of crack width can be obtained from EN 1992-1-1:2023, 9.2.4, where the stress σ_s should be calculated by taking into account the effects of tension stiffening. Unless a more precise method is used, σ_s may be determined in accordance with 9.4.3(3).

(3) As a simplified and conservative alternative, crack width limitation to acceptable width can be achieved by ensuring a minimum reinforcement, defined in 9.4.2, and bar spacing or diameters not exceeding the limits defined in 9.4.3.

(4) In cases where beams in buildings are designed as simply supported although the slab is continuous and the control of crack width is of no interest, the longitudinal reinforcement provided within the effective width of the concrete slab, in accordance with 8.1.2, should be not less than:

- 0,4% of the area of the concrete, for propped construction;
- 0,2% of the area of concrete, for un-propped construction.

For a beam designed as simply-supported, the reinforcement should extend over a length of 0,25 L each side of an internal support, or of 0,5 L adjacent to a cantilever, where L is the length of the relevant span or the length of the cantilever respectively. No account should be taken of any profiled steel sheeting. The maximum spacing of the bars should be in accordance with 10.2.1(5) for a composite slab, or with EN 1992-1-1:2023, 12.4.1(1) for a solid concrete flange.

9.4.2 Minimum reinforcement

(1) Unless a more accurate method is used in accordance with EN 1992-1-1:2023, 9.2.2, in all cross-sections without pre-stressing by tendons and without significant tension due to restraint of imposed deformations, in combination or not with effects of direct loading, the required minimum reinforcement area A_s for the slabs of composite beams is determined from:

$$A_s = k_{is} k_c k \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} A_{ct} \quad (9.4)$$

where:

$f_{ct,eff}$ is the mean value of the tensile strength of the concrete effective at the time when cracks may first be expected to occur. Values of $f_{ct,eff}$ may be taken as those for f_{ctm} , see EN 1992-1-1:2023, Table 5.1, or as $\eta_{lw,fct} f_{ctm}$, see EN 1992-1-1:2023, M.1, as appropriate, taking as the Class the strength at the time cracking is expected to occur. When the age of the concrete at cracking cannot be established with confidence as being less than 28 days, a minimum tensile strength of 3 N/mm² may be adopted;

k is a coefficient which allows for the effect of non-uniform self-equilibrating stresses which may be taken as 0,8;

k_{is} is a coefficient which allows for the effect of the reduction of the normal force of the concrete slab due to initial cracking and local slip of the shear connection, which may be taken as 0,9;

k_c is a coefficient which takes account of the stress distribution within the section immediately prior to cracking and determined from:

$$k_c = 0,3 + \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} \leq 1,0 \quad (9.5)$$

h_c is the thickness of the concrete flange, excluding any haunch or ribs;

z_0 is the vertical distance between the centroids of the un-cracked concrete flange and the un-cracked composite section, calculated using the modular ratio n_0 for short-term loading;

σ_s is the maximum stress permitted in the reinforcement immediately after cracking. This may be taken as its characteristic yield strength f_{sk} . A lower value, depending on the bar size, may however be needed to satisfy the required crack width limits. This value is given in Table 9.1;

A_{ct} is the area of the tensile zone (caused by direct loading and primary effects of shrinkage) immediately prior to cracking of the cross-section. For simplicity the area of the concrete section within the effective width may be used.

(2) The maximum bar diameter for the minimum reinforcement may be modified to a value ϕ determined from:

$$\phi = \phi^* \frac{f_{ct,eff}}{f_{c,0}} \quad (9.6)$$

where:

ϕ^* is the maximum bar size given in Table 9.1;

$f_{ct,0}$ is a reference strength of 2,9 N/mm².

Table 9.1 — Maximum bar diameters for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm²)	Maximum bar diameter ϕ^* (mm) for design crack width $w_{lim,cal}$			
	$w_{lim,cal}$ = 0,4 mm	$w_{lim,cal}$ = 0,3 mm	$w_{lim,cal}$ = 0,2 mm	$w_{lim,cal}$ = 0,15 mm
	40	32	25	20
160	32	25	16	13
200	20	16	12	9
240	16	12	8	7
280	12	10	6	5
320	10	8	5	4
360	8	6	4	3
400	6	5	-	3
450				

(3) At least half of the required minimum reinforcement should be placed between mid-depth of the slab and the face subjected to the greater tensile strain.

(4) For the determination of the minimum reinforcement in concrete flanges with variable depth transverse to the direction of the beam, the local depth should be used.

(5) For buildings, the minimum reinforcement in accordance with 9.4.3(1) and (2) should be placed where the concrete is in tension under the characteristic combination of actions.

(6) In buildings, minimum lower longitudinal reinforcement for the concrete encasement of the web of a steel I-section should be determined from Formula (9.4) with k_c taken as 0,6 and k taken as 0,8.

9.4.3 Control of cracking due to direct loading

(1) Where at least the minimum reinforcement given by 9.4.2 is provided, the limitation of crack widths to acceptable values may generally be achieved by limiting bar spacing or bar diameters. Maximum bar diameters are given in Table 9.1 and maximum bar spacing in Table 9.2.

NOTE Maximum bar diameter and maximum bar spacing depend on the stress σ_s in the reinforcement and the design crack width.

Table 9.2 — Maximum bar spacing for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm ²)	Maximum bar spacing (mm) for design crack width $w_{lim,cal}$			
	$w_{lim,cal} = 0,4 \text{ mm}$	$w_{lim,cal} = 0,3 \text{ mm}$	$w_{lim,cal} = 0,2 \text{ mm}$	$w_{lim,cal} = 0,15 \text{ mm}$
	300	300	200	150
160	300	250	150	100
200	250	200	100	50
240	200	150	50	
280	150	100	-	
320	100	50	-	
360				

(2) The internal forces should be determined by elastic analysis in accordance with Clause 7 taking into account the effects of cracking of concrete. The stresses in the reinforcement should be determined taking into account effects of tension stiffening of concrete between cracks. Unless a more precise method is used, the stresses may be calculated in accordance with (3).

(3) The tensile stress in reinforcement σ_s due to direct loading may be calculated using Formula (9.7).

NOTE In composite beams where the concrete slab is assumed to be cracked and not pre-stressed by tendons, stresses in reinforcement increase due to the effects of tension stiffening of concrete between cracks, compared with the stresses based on a composite section neglecting concrete.

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (9.7)$$

with:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \quad (9.8)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \quad (9.9)$$

where:

- $\sigma_{s,0}$ is the stress in the reinforcement caused by the internal forces acting on the composite section, calculated neglecting concrete in tension;
- f_{ctm} is the mean tensile strength of the concrete, for normal concrete taken as f_{ctm} from EN 1992-1-1:2023, Table 5.1 or for lightweight concrete as, $\eta_{lw,fct} f_{ctm}$ where $\eta_{lw,fct}$ is from EN 1992-1-1:2023, Table M.1;
- ρ_s is the reinforcement ratio, given by $\rho_s = (A_s / A_{ct})$;
- A_{ct} is the effective area of the concrete flange within the tensile zone; for simplicity the area of the concrete section within the effective width should be used;

A_s is the total area of all layers of longitudinal reinforcement within the effective area A_{ct} ;

A, I are area and second moment of area, respectively, of the effective composite section neglecting concrete in tension and profiled sheeting, if any;

A_a, I_a are the corresponding properties of the structural steel section.

(4) For buildings without pre-stressing by tendons, the quasi-permanent combination of actions should typically be used for the determination of σ_s .

(5) For cases where biaxial tension occurs and there are orthogonal reinforcing bars with stresses σ_x and σ_y where $\sigma_x > \sigma_y$, the following should be assumed:

- The steel stress σ_s should be taken as;

$$\sigma_s = \sigma_x \text{ if } \sigma_x \geq 0,3\sigma_y; \quad (9.10)$$

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} \text{ if } \sigma_x < 0,3\sigma_y; \quad (9.11)$$

- The bar spacing should be taken as the greater of the two centre-to-centre spacings of the orthogonal sets of bars.
- The stresses σ_x and σ_y should be determined in accordance with (3).

10 Composite slabs with profiled steel sheeting for buildings

10.1 General

10.1.1 Scope

(1) Clause 10 deals with composite floor slabs spanning primarily in the direction of the ribs. Cantilever slabs are included. It applies to designs for building structures where the imposed loads are predominantly static, including industrial buildings where floors may be subject to moving loads.

(2) The scope is limited to sheets with narrowly spaced webs. Narrowly spaced webs are defined by an upper limit on the ratio b_r / b_s (see Figure 10.2). The value of the upper limit is to be taken as 0,65 unless it can be demonstrated that, taking account of all relevant effects including local buckling, shear lag and local loads, a higher ratio is valid.

NOTE A European Technical Product Specification can be used to demonstrate that a higher ratio is valid for a given profile.

(3) For structures where the imposed load is largely repetitive or applied abruptly in such a manner as to produce dynamic effects, composite slabs are permitted, but special care shall be taken over the detailed design to ensure that the composite action does not deteriorate in time.

(4) Slabs subject to seismic loading are not excluded, provided an appropriate design method for the seismic conditions is defined for the particular project or is given in another Eurocode.

(5) Composite slabs may be used to provide lateral restraint to the steel beams and to act as a diaphragm to resist horizontal actions, but no specific rules are given in this Standard. For diaphragm action of the profiled steel sheeting while it is acting as formwork, the rules given in FprEN 1993-1-3:2023, 11.4 and 11.5.4 apply.

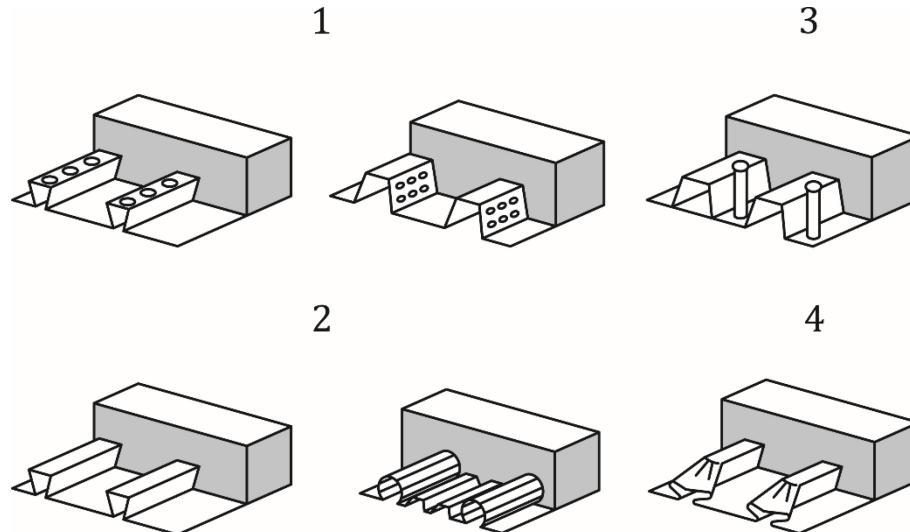
10.1.2 Definitions

10.1.2.1 Types of shear connection

(1) The profiled steel sheet shall be capable of transmitting horizontal shear at the interface between the sheet and the concrete; pure bond between steel sheeting and concrete is not considered effective for composite action. Composite behaviour between profiled sheeting and concrete shall be ensured by one or more of the following means, see Figure 10.1:

- a) mechanical interlock provided by deformations in the profile (indentations or embossments);
- b) frictional interlock for profiles shaped in a re-entrant form;
- c) end anchorage provided by welded studs or another type of local connection between the concrete and the steel sheet, only in combination with (a) or (b);
- d) end anchorage by deformation of the ribs at the end of the sheeting, only in combination with (b).

Other means are not excluded but are not within the scope of this Standard.



Key

- | | |
|---|--|
| 1 | mechanical interlock |
| 2 | frictional interlock |
| 3 | end anchorage by through-deck welded studs |
| 4 | end anchorage by deformation of the ribs |

Figure 10.1 — Typical forms of interlock in composite slabs

10.1.2.2 Full shear connection and partial shear connection

(1) A span of a slab has full shear connection when an increase in the resistance of the longitudinal shear connection would not increase the design bending resistance of the member. Otherwise, the shear connection is partial.

10.2 Detailing provisions

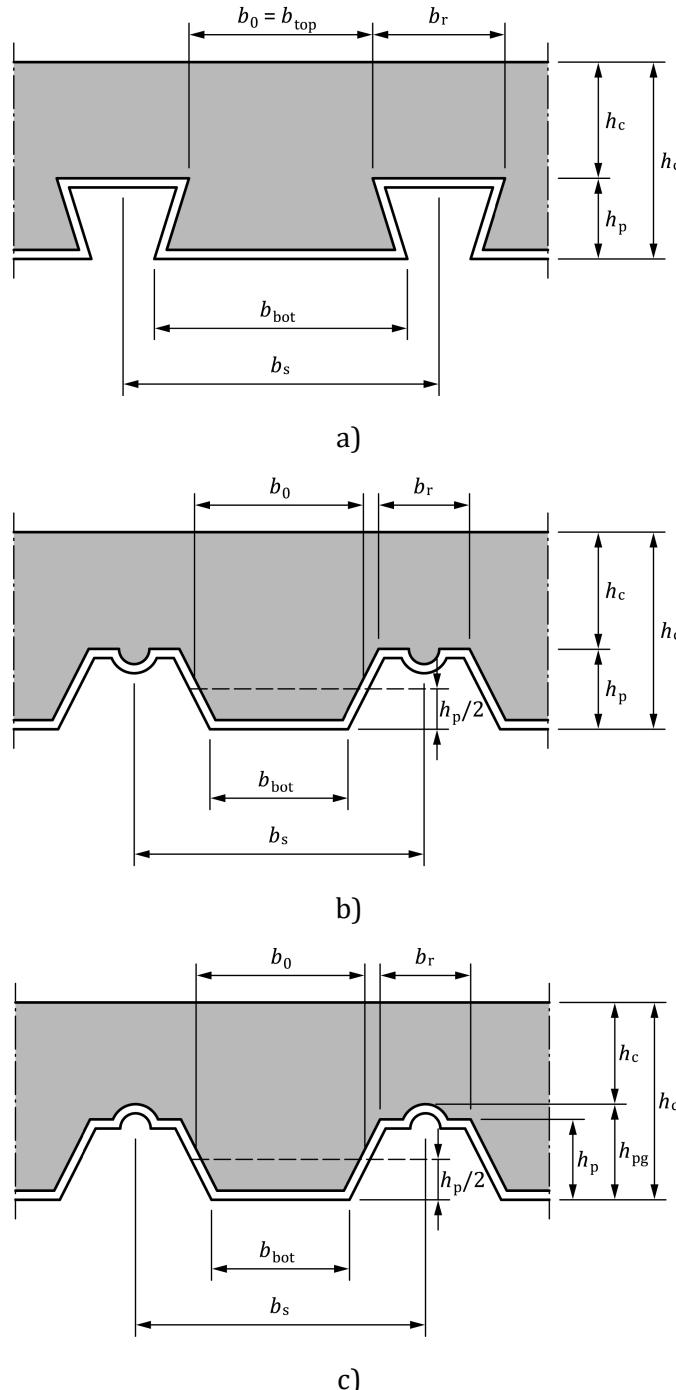
10.2.1 Slab thickness and reinforcement

(1) The overall depth of the composite slab h should be not less than 80 mm. The thickness of concrete h_c above the top of the profiled sheeting should be not less than 40 mm.

(2) If the slab is acting compositely with the beam or is used as a diaphragm, the total depth should be not less than 90 mm and h_c shall be not less than 50 mm.

(3) Transverse and longitudinal reinforcement should be provided within the depth h_c of the concrete.

(4) The amount of reinforcement in both directions should be not less than $80 \text{ mm}^2/\text{m}$.

**Key**

- a Re-entrant profile
- b Open trough profile
- c Open trough profile with upper stiffener

Figure 10.2 — Sheet and slab dimensions

(5) The spacing of the reinforcement bars should not exceed $2h_{cs}$ and 350 mm, whichever is the lesser.

10.2.2 Aggregate

(1) The nominal size of the aggregate depends on the smallest dimension in the structural element within which concrete is poured, and shall not exceed the least of:

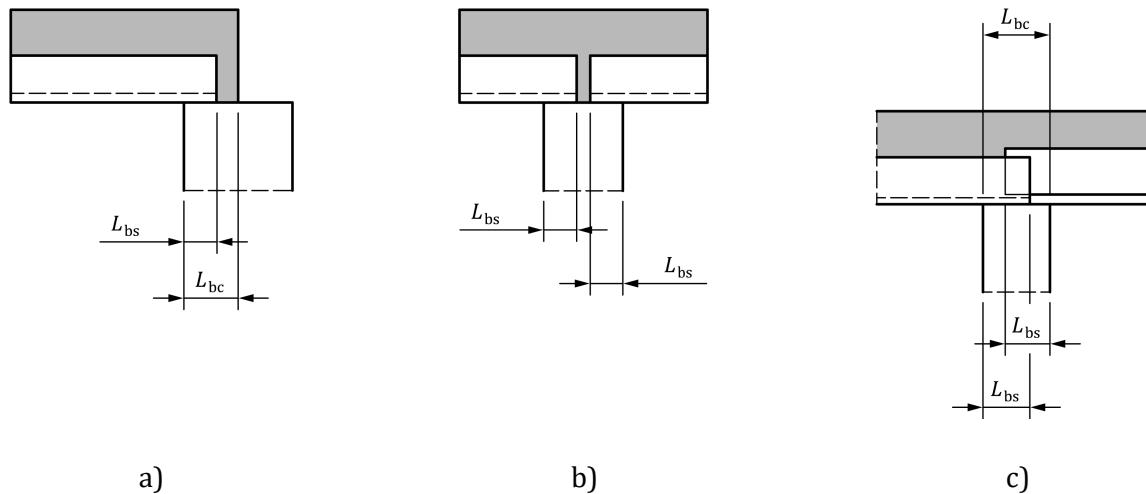
- $0,40 h_c$ (see Figure 10.2);
- $b_0 / 3$, where b_0 is the mean width of the ribs (minimum width for re-entrant profiles), see Figure 10.2; or
- 31,5 mm (sieve C 31,5).

10.2.3 Bearing requirements

(1) The bearing length shall be such that damage to the slab and the bearing is avoided; that fastening of the sheet to the bearing can be achieved without damage to the bearing and that collapse cannot occur as a result of accidental displacement during erection.

(2) The bearing lengths L_{bc} and L_{bs} as indicated in Figure 10.3 should not be less than the following limiting values:

- for composite slabs bearing on steel or concrete: $L_{bc} = 75$ mm and $L_{bs} = 50$ mm;
- for composite slabs bearing on other materials: $L_{bc} = 100$ mm and $L_{bs} = 70$ mm.



NOTE Overlapping of some sheeting profiles is impractical.

Figure 10.3 — Minimum bearing lengths

10.3 Actions and action effects

10.3.1 Design situations

(1) All relevant design situations and limit states shall be considered in design so as to ensure an adequate degree of safety and serviceability.

(2) The following situations shall be considered:

- a) Profiled steel sheeting as shuttering: Verification is required for the behaviour of the profiled steel sheeting while it is acting as formwork for the wet concrete. Account shall be taken of the effect of props, if any.
- b) Composite slab: Verification is required for the floor slab after composite behaviour has commenced and any props have been removed.

10.3.2 Actions for profiled steel sheeting as shuttering

- (1) The following loads should be taken into account in calculations for the steel deck as shuttering:
- weight of concrete and steel deck;
 - construction loads including local heaping of concrete during construction, in accordance with prEN 1991-1-6:2024, 6.3.2;
 - storage load, if any; and
 - “ponding” effect (increased depth of concrete due to deflection of the sheeting).

(2) If the central deflection δ_p of the sheeting under its own weight plus that of the wet concrete, calculated for serviceability, is less than 1/10 of the slab depth, the ponding effect may be ignored in the design of the steel sheeting. If this limit is exceeded, this effect should be allowed for. It may be assumed in design that the nominal thickness of the concrete is increased over the whole span by 0,7 δ_p .

10.3.3 Actions for composite slab

- (1) Loads and load arrangements should be in accordance with EN 1991-1-1.
- (2) In design checks for the ultimate limit state, it may be assumed that the whole of the loading acts on the composite slab, provided this assumption is also made in design for longitudinal shear.

10.4 Analysis for internal forces and moments

10.4.1 Profiled steel sheeting as shuttering

- (1) The design of the profiled steel sheeting as shuttering should be in accordance with EN 1993-1-3.
- (2) Plastic redistribution of moments should not be allowed when temporary supports are used.

10.4.2 Analysis of composite slab

- (1) The following methods of analysis may be used for ultimate limit states:
- a) linear elastic global analysis with or without redistribution;
 - b) rigid-plastic global analysis provided that it is shown that sections where plastic rotations are required have sufficient rotation capacity; and
 - c) elastic global analysis, taking into account the non-linear material properties.
- (2) Linear methods of analysis should be used for serviceability limit states.
- (3) If the effects of cracking of concrete are neglected in the analysis for ultimate limit states, the bending moments at internal supports may optionally be reduced by up to 30%, and corresponding increases made to the sagging bending moments in the adjacent spans.
- (4) Plastic analysis without any direct check on rotation capacity may be used for the ultimate limit state if reinforcing steel of Class C in accordance with EN 1992-1-1:2023, Table 5.5 is used and the span is not greater than 3,0 m.

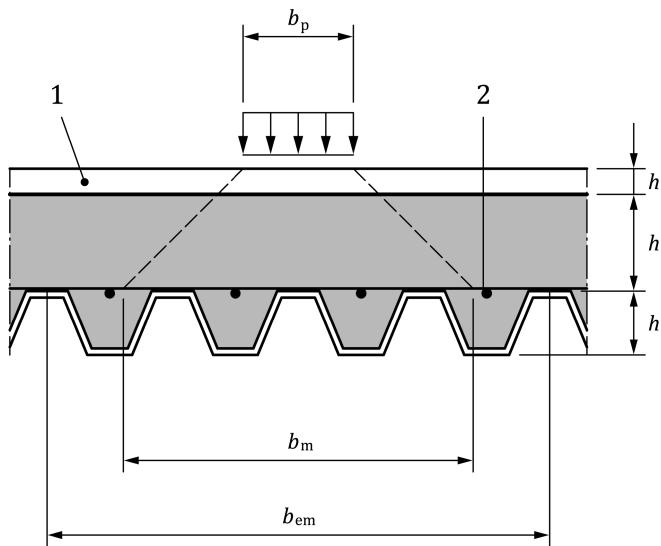
(5) A continuous slab may be designed as a series of simply supported spans. Nominal reinforcement in accordance with 10.8.1 should be provided over intermediate supports.

10.4.3 Effective width of composite slab for concentrated point and line loads

(1) Where concentrated point or line loads are to be supported by the slab, they may be considered to be distributed over an effective width, unless a more exact analysis is carried out.

(2) Concentrated point or line loads parallel to the span of the slab should be considered to be distributed over a width b_m , measured immediately above the ribs of the sheeting (see Figure 10.4), and determined from:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_e) \quad (10.1)$$



Key

- 1 Finishes
- 2 Reinforcement

Figure 10.4 — Distribution of concentrated load

(3) For concentrated line loads perpendicular to the span of the slab, Formula (10.1) should be used for b_m , with b_p taken as the length of the concentrated line load.

(4) If h_p/h does not exceed 0,6, the width of the slab considered to be effective for global analysis and for resistance may for simplification be determined with Formula (10.3) to Formula (10.5).

a) For bending and longitudinal shear:

- for simple spans and exterior spans of continuous slabs

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq b_{sl} \quad (10.2)$$

- for interior spans of continuous slabs

$$b_{\text{em}} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq b_{\text{sl}} \quad (10.3)$$

(b) For vertical shear:

$$b_{\text{ev}} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq b_{\text{sl}} \quad (10.4)$$

where:

b_{sl} is the slab width;

L_p is the distance from the centre of the load to the nearest support;

L is the span length.

(5) If the imposed design loads do not exceed the following values, a nominal transverse reinforcement, as specified in (6) may be used without calculation:

- concentrated loads: $F_{\text{Ed}} \leq \max\{\gamma_Q \cdot 7,5 \text{ [kN]}; 0,003 d_{s,c} h_c\}$
- line load: $p_{\text{Ed}} \leq \max\{\gamma_Q \langle 2,5 \text{ [kN/m]}; 0,01 d_{s,c} h_c / L \rangle\}$
- distributed load: $q_{\text{Ed}} \leq \gamma_Q \cdot 5 \text{ [kN/m}^2]$

where:

F_{Ed} is the design value of a single load;

q_{Ed} is the design value an uniformly distributed load;

p_{Ed} is the design value of a line load;

$d_{s,c}$ is the depth below the top of the slab to the reinforcement in the cross direction in mm;

h_c is the thickness of the concrete slab above the profiled sheeting in mm;

L is the span of composite slab in longitudinal direction in m.

(6) This nominal transverse reinforcement should have a cross-sectional area of not less than 0,2% of the area of structural concrete above the ribs, and should extend over a width of not less than the effective width b_{em} . Minimum anchorage lengths should be provided beyond this width in accordance with EN 1992-1-1. Reinforcement provided for other purposes may fulfil all or part of this rule.

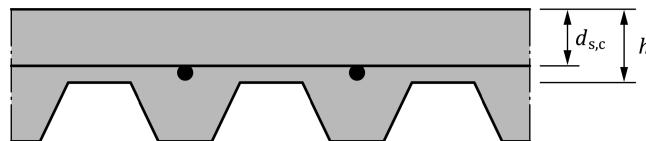


Figure 10.5 — Definition of $d_{s,c}$ and h_c

(7) Where the conditions in (5) are not satisfied, the transverse bending moments m_{Ed} caused by line or point loads should be determined by more detailed calculation and adequate transverse reinforcement

determined using EN 1992-1-1. The values of moment per unit length given in Formula (10.5) and Formula (10.6) may be used:

For concentrated loads F_{Ed} :

$$m_{Ed} = 0,300 \left(\frac{I_{cross}}{I_{long}} \right)^{\frac{1}{4}} F_{Ed} \quad (10.5)$$

For line loads p_{Ed} :

$$m_{Ed} = 0,085 \left(\frac{I_{cross}}{I_{long}} \right)^{\frac{1}{4}} p_{Ed} L \quad (10.6)$$

where:

I_{cross} is the second moment of area of the cross-direction assuming an uncracked cross-section;

I_{long} is the second moment of area in the longitudinal direction of the slab assuming an uncracked cross-section, and

L is the span of composite slab in longitudinal direction.

For distributed loads q_{Ed} :

the moment may be calculated using Formula (10.5) with a concentrated load F_{Ed} equal to the maximum concentrated load that coexists with the distributed load. This may be taken as a value in kN of 1,5 times the value of distributed load in kN/m².

The reinforcement provided to resist this moment should extend over a width equal to the span of the slab unless calculations show that a shorter length is adequate.

NOTE 1 This sub-clause does not cover shear failure. Where concentrated loads are present, punching is to be checked in accordance to 10.7.6. Where high line loads are present, shear failure in the transverse direction to the span of the slab is to be checked in accordance with EN 1992-1-1.

NOTE 2 Where concentrated loads or line loads are present at the unsupported edge of a composite slab, hogging bending can occur. In such cases, a verification may be performed in accordance with EN 1992-1-1.

NOTE 3 The formulae for line loads were developed for a line load in the direction of the span, which is the most unfavourable case. In other cases, more complex models can lead to more economic results.

10.5 Verification of profiled steel sheeting as shutting for ultimate limit states

(1) Verification of the profiled steel sheeting for ultimate limit states should be in accordance with EN 1993-1-3. Due consideration should be given to the effect of embossments or indentations on the design resistances.

10.6 Verification of profiled steel sheeting as shutting for serviceability limit states

(1) Section properties should be determined in accordance with EN 1993-1-3.

(2) The deflection δ_p of the sheeting under its own weight plus the weight of wet concrete, excluding the construction load, should not exceed $\delta_{p,max}$.

NOTE The value for $\delta_{p,\max}$ is $L / 180$, where L is the effective span between supports (props being supports in this context), unless a different value is given in the National Annex.

10.7 Verification of composite slabs for the ultimate limit states

10.7.1 Design criterion

(1) The design values of internal forces shall not exceed the design values of resistance for the relevant ultimate limit states.

10.7.2 Flexure

(1) In case of full shear connection, the bending resistance M_{Rd} of any cross-section should be determined by plastic theory in accordance with 8.2.1.2(1) but with the design yield strength of the steel member (sheeting) taken as that for the sheeting, $f_{yp,d}$. In the case of partial shear connection a reduced value of the compressive force in the concrete should be used in accordance with (8).

(2) The partial connection method should be used only for composite slabs with a ductile longitudinal shear behaviour.

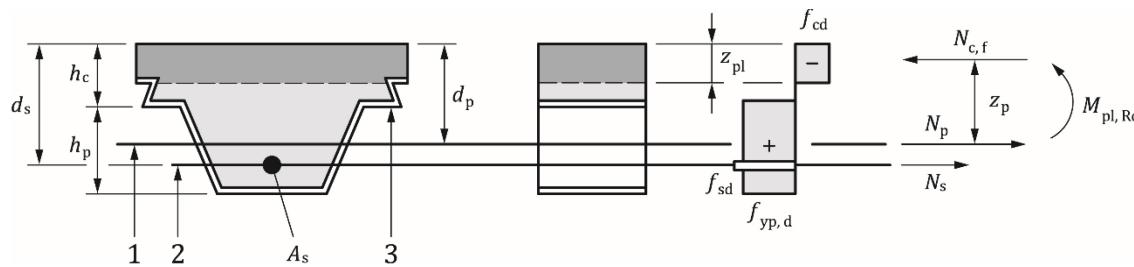
(3) The longitudinal shear behaviour may be considered as ductile if the failure load exceeds the load causing a recorded end slip of 0,1 mm by more than 10%. If the maximum load is reached at a midspan deflection exceeding $L/50$, the failure load should be taken as the load at a midspan deflection of $L/50$.

(4) In hogging bending, the contribution of the steel sheeting shall only be taken into account where the sheet is continuous and when, for the construction phase, redistribution of moments due to plastification of cross-sections over supports has not been used.

(5) Where the effective area A_{pe} of the steel sheeting is used in calculations, the width of embossments and indentations in the sheet should be taken into account in accordance with EN 1993-1-3 unless it has been demonstrated by testing that a larger area is effective.

(6) The effect of local buckling of compressed parts of the sheeting should be taken into account by using effective widths not exceeding twice the limiting values given in EN 1993-1-1:2022, Table 7.3 for Class 1 steel webs. Alternatively the effective section may be calculated in accordance with EN 1993-1-3.

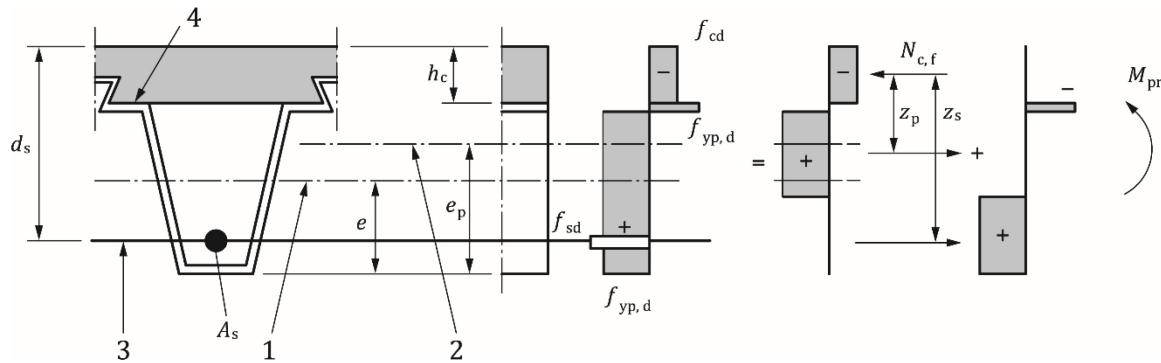
(7) The sagging bending resistance of a cross-section with its plastic neutral axis above the main top flange of the sheeting, as shown in Figure 10.6, or in the sheeting, as shown in Figure 10.7, should be determined as follows in (8) to (12).



Key

- 1 centroidal axis of the profiled steel sheeting
- 2 axis of lower reinforcement
- 3 main top flange of sheeting

Figure 10.6 — Stress distribution for sagging bending if the neutral axis is above the steel sheeting for full shear connection

**Key**

- 1 Centroidal axis of the profiled steel sheeting
- 2 Plastic neutral axis of the profiled sheeting
- 3 Axis of the lower reinforcement
- 4 Main top flange of sheeting

Figure 10.7 — Stress distribution for sagging bending if neutral axis is in the steel sheeting for full shear connection

(8) The axial force in the concrete part of width b_c should be determined from:

$$N_c = f_{cd} b_c z_c = N_s + N_p \quad (10.7)$$

with:

$$N_p = \tau_{u,Rd} b_c L_x \leq A_{pe} f_{y,p,d} \quad (10.8)$$

$$N_s = A_s f_{sd} \quad \text{when lower reinforcement is present} \quad (10.9)$$

where:

- $\tau_{u,Rd}$ is the design shear strength $(\tau_{u,Rk} / \gamma_{Vs})$ obtained from slab tests in accordance with Annex B.
- γ_{Vs} is the partial factor for longitudinal shear in composite slabs for buildings, as given in 4.4.1.2(6).
- L_x is the distance of the cross-section being considered from the nearest support reduced by 1/10 of the span for continuous slabs, where the shear span includes a region subject to hogging moment.

The height z_c of the compression zone of the concrete is limited to h_c , therefore N_p is limited to the value in Formula (10.10).

$$N_p \leq N_{c,f} - N_s \quad (10.10)$$

where:

- $N_{c,f}$ is the axial force in the concrete for full shear connection ($f_{cd} b_c h_c$)

NOTE In many cases, a lower additional reinforcement in the troughs is not necessary.

(9) For simplification z_p , z_s and M_{pr} may be determined using Formula (10.11), (10.12) and (10.13) respectively:

$$z_p = h - 0,5z_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_p}{A_{pe} f_{yp,d}} \quad (10.11)$$

where:

- e_p is the distance from the plastic neutral axis of the steel sheeting to the extreme fibre of the composite slab in tension;
- e is the distance from the bottom fibre of the sheeting to its centre of gravity;
- z_p is the distance between the compression force in the concrete and the tension force in the steel sheeting.

$$z_s = d_s - 0,5z_c \quad (10.12)$$

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left(1 - \frac{N_p}{A_{pe} f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} \quad (10.13)$$

where:

- M_{pa} is the design value of the plastic resistance moment of the effective cross-section of the steel sheeting;
- M_{pr} is the reduced plastic resistance moment of the steel sheeting;
- d_s is the distance between the steel reinforcement in tension and the extreme fibre of the composite slab in compression;
- z_s is the distance between the compression force in the slab and the tension force in the additional reinforcement.

(10) The design moment resistance of the composite slab is given in Formula (10.14).

$$M_{pl,Rd} = M_{pr} + N_p z_p + N_s z_s \quad (10.14)$$

(11) Where the reinforcement in the ribs or above the ribs contributes to the sagging moment resistance and z_{pl}/h exceeds the value of 0,2, the resistance to bending in case of full-connection should be determined taking into account strain limits in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.1. The dimension z_{pl} is the distance between the plastic neutral axis and the extreme top fibre of the concrete slab in compression, and h is the overall depth of the slab.

Alternatively, the design resistance moment of the composite slab may be taken as $\beta_d M_{pl,Rd}$, where β_d is the reduction factor given in Formula (10.15) and the ratio z_{pl}/h does not exceed a value of 0,45.

$$\begin{aligned} \beta_d &= 1,0 && \text{when } \frac{z_{pl}}{h} \leq 0,2 \\ \beta_d &= 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{z_{pl}}{h} - 0,2 \right) && \text{when } 0,2 < \frac{z_{pl}}{h} \leq 0,45 \end{aligned} \quad (10.15)$$

where:

- h total height of the composite slab, $h = h_c + h_p$
- z_{pl} position of plastic neutral axis

(12) Reinforcement in the troughs should only be taken into account, if the following conditions are fulfilled:

- the reinforcement is anchored in accordance with the rules given in EN 1992-1-1; and
- the longitudinal shear behaviour of the slab is ductile.

(13) If the contribution of the steel sheeting is neglected, the hogging bending resistance of a cross-section should be calculated using the stress distribution in Figure 10.8.

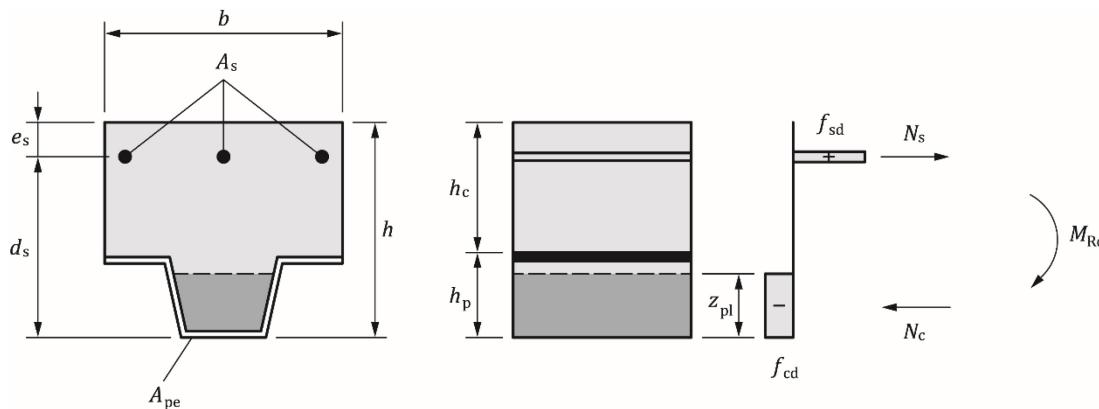


Figure 10.8 — Stress distribution for hogging bending

10.7.3 Longitudinal shear for slabs without end anchorage

(1) The provisions in 10.7.3 apply to composite slabs with mechanical or frictional interlock (types (a) and (b) as defined in 10.1.2.1).

(2) In Formula (10.7), N_c may be increased by $\mu_{f,d} R_{Ed}$ provided that $\tau_{u,Rd}$ is determined taking into account the additional longitudinal shear resistance caused by the support reaction,

where:

- R_{Ed} is the support reaction;
- $\mu_{f,d}$ is the design friction value ($\mu_{f,k} / \gamma_{Vs}$);
- $\mu_{f,k}$ is the characteristic value of the friction coefficient;
- γ_{Vs} is the partial factor for longitudinal shear in composite slabs for buildings, as given in 4.4.1.2(6).

NOTE The characteristic value of the friction coefficient $\mu_{f,k}$ for the deck to the concrete can be taken as 0,6 in accordance with EN 1337-1, unless the National Annex gives a different value. In other cases, $\mu_{f,k}$ can be established from the results of tests.

10.7.4 Longitudinal shear for slabs with end anchorage

(1) Unless a contribution to longitudinal shear resistance by other shear devices is shown by testing, the end anchorage of type I, as defined in 10.1.2.1, should be designed for the tensile force in the steel sheet at the ultimate limit state.

(2) The design resistance against longitudinal shear of slabs with end anchorage of type (c) and (d), as defined in 10.1.2.1, may be determined by the partial connection method as given in 10.7.2 with N_c in Formula (10.7) increased by the design resistance of the end anchorage.

(3) The design resistance $P_{pb,Rd}$ of a headed stud welded through the steel sheet used for end anchorage should be taken as the smaller of the design shear resistance of the stud in accordance with 8.6.9.1 or the bearing resistance of the sheet determined from:

$$P_{pb,Rd} = k_\phi d_{do} t_p f_{yp,d} \quad (10.16)$$

with:

$$k_\phi = 1 + \frac{a_{sc}}{d_{do}} \leq 6,0 \quad (10.17)$$

where:

- d_{do} is the diameter of the weld collar which may be taken as 1,1 times the diameter of the shank of the stud;
- a_{sc} is the distance from the centre of the stud to the end of the sheeting, to be not less than $1,5 d_{do}$;
- t_p is the thickness of the sheeting, a nominal thickness of $t_p \geq 0,7$ mm is required

(4) For end anchorage achieved through deformation of the ribs as shown in Figure 10.1, type 4, the design resistance $P_{pb,Rd}$, is given by an ETA.

10.7.5 Vertical shear

(1) Shear resistance should be verified at a distance d_q from the supports or from a concentrated load, see EN 1992-1-1:2023, 8.2.2(1). Where a concentrated load is applied at a distance a_q from the support, where $d_q \leq a_q \leq 2d_q$, the contribution of this load to the design shear force V_{Ed} may be multiplied by $0,5 a_q/d_q$. Where d_q is the effective depth of the composite slab.

(2) The vertical shear resistance $V_{v,Rd}$ of a composite slab over an effective width b_s (see Figure 10.10), should be determined in the region of sagging bending in accordance with the following expression:

$$V_{v,Rd} = \frac{0,5}{\gamma_c} (V_{c,cz} + V_{c,ks} + V_{c,cs} + V_{c,ct}) + 0,5 R_{w,Rd} \geq R_{w,Rd} \quad (10.18)$$

with:

- γ_c partial factor for concrete, in accordance with 4.4.1.2(2);
- $V_{c,cz}$ shear resistance of the uncracked concrete compression zone;
- $V_{c,ks}$ shear resistance inducing spalling of concrete;
- $V_{c,cs}$ shear resistance due to the compression strut at the support;
- $V_{c,ct}$ shear resistance of concrete in crack propagation zone close to crack tip;
- $R_{w,Rd}$ resistance to transverse force of the web of steel sheeting, in accordance with FprEN 1993-1-3:2023, 8.1.6 or given by European Assessment Document (EAD).

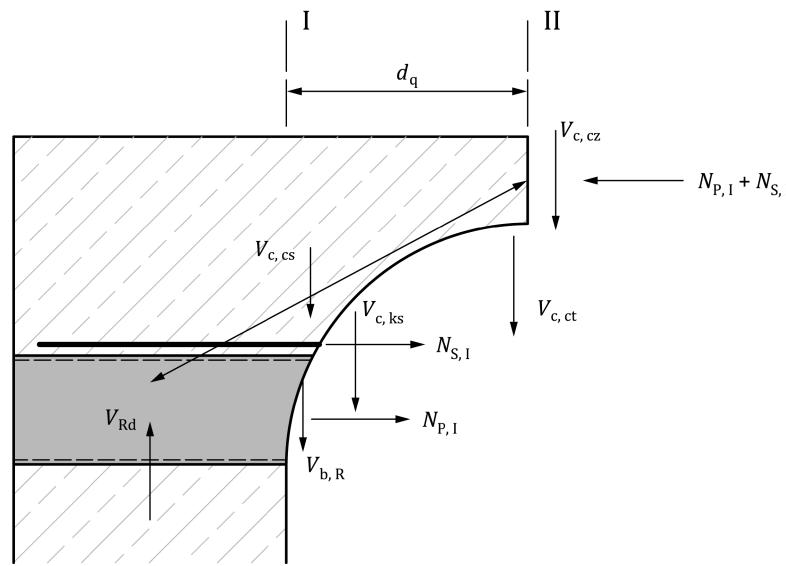


Figure 10.9 — Shear model for design of vertical shear resistance of composite slabs

(3) The shear resistance of the compression zone $V_{c,cz}$ should be determined from:

$$V_{c,cz} = \frac{2}{3} \frac{f_{ctm}}{f_{ck}} (N_{s,I} + N_{p,I}) \quad (10.19)$$

where:

- $N_{s,I}$ is the axial force in the reinforcement anchored at the front end of the slab support;
- $N_{p,I}$ is the axial force in steel sheeting anchored at the front end of the slab support; in accordance with 10.7.3 and 10.7.4, see Figure 10.9;
- f_{ctm} is obtained in accordance with EN 1992-1-1:2023, Table 5.1 for normal concrete, to be replaced by $\eta_{lw,fct} f_{ctm}$ in accordance with Table M.1 for lightweight concrete;

(4) The shear resistance of vertical tension stresses in concrete inducing kinking and spalling $V_{c,ks}$ should be determined from:

$$V_{c,ks} = 1,64 \cdot b_{min} \cdot h_{pc} \cdot f_{ctm} \quad (10.20)$$

where:

- b_{min} width of concrete between the shear connection of the profiled steel sheeting, see Figure 10.11;

h_{pc} height of centroid of the lowest shear connection device above the lower chord, for re-entrant profiles taken as $0,5 h_p$, see Figure 10.11.

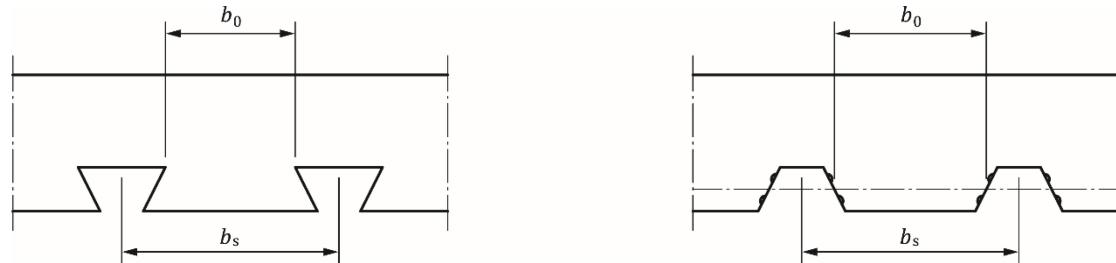


Figure 10.10 — Effective shear width of comb-shaped section

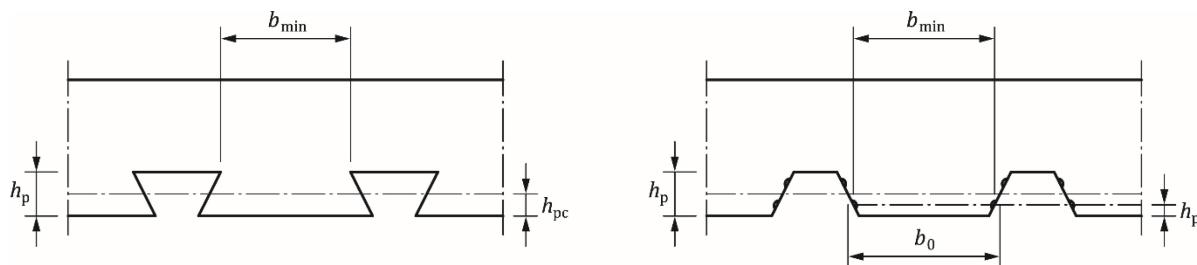


Figure 10.11 — Geometry of sheet with b_{min} and h_{pc}

(5) The shear resistance due to the compression strut $V_{c,cs}$ should be determined from:

$$V_{c,cs} = 0,21(N_{s,I} + N_{p,I}) \quad (10.21)$$

(6) The shear resistance of the concrete in the crack propagation zone close to the crack tip $V_{c,ct}$ should be determined from:

$$V_{c,ct} = \alpha \frac{G_f E_{cm}}{f_{ctm}} b_0 \frac{d_s}{d_{s,0}} \quad (10.22)$$

where:

α 0,12 for normal weight concrete (NWAC), 0,09 for lightweight concrete (LWAC)

G_f fracture energy of concrete:

$G_f = 73 f_{cm}^{0,18}$ for NWAC, with G_f [N/m] and f_{cm} [MPa],

$G_f = 24 + 16\eta_{lw,fct} f_{ctm}$ for LWAC with normal weight sand,

$G_f = 16\eta_{lw,fct} f_{ctm}$ for LWAC with lightweight sand, also (ALWAC)

f_{ctm} in accordance with EN 1992-1-1:2023, 5.1.3

$\eta_{lw,fct}$ according EN 1992-1-1:2023, Table M.1

b_0 given in Figure 10.10

d_s distance from the centroid of the tension forces to the extreme fibre of the concrete in compression. $d_{s,0} = 270$ mm, but $d_s / d_{s,0} \leq 1,0$

(7) Alternatively to the method provided in (2) to (6) the vertical shear resistance for region of sagging bending may be simplified determined from:

$$V_{v,Rd} = V_{c,Rd} + k_v V_{b,e,Rd} \quad (10.23)$$

where:

$V_{c,Rd}$ is the governing shear resistance of the concrete ribs in [kN/m] with $\tau_{Rd,c}$ in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2.2 for a slab width of 1,0 meter EN 1992-1-1 in [kN/cm²]. Where b_{min} and b_s are given in Figure 10.10:

$$V_{c,Rd} = \tau_{c,Rd} \frac{100 \cdot b_{min}}{b_s} z_{cs} \quad (10.24)$$

z_{cs} Inner lever arm to be taken as the distance between the centre of the compression zone and the centroid of the resulting tension force in [cm],

$V_{b,e,Rd}$ is the design value for vertical shear of the profiled steel sheeting in [kN/m], with a width of 1,0 m, limited to the design value of permanent vertical shear forces $V_{g,Ed}$ applied during construction, transferred to the non-propelled profiled steel sheet, smaller than the shear resistance of the profiled steel sheeting $V_{b,e,Rd} \leq V_{b,Rd}$,

$V_{b,Rd}$ is the shear resistance of the profiled steel sheeting with a width of 1,0 m in [kN/m], in accordance with FprEN 1993-1-3:2023, 8.1.6 or given by an European Assessment Document (EAD).

NOTE 1 The value k_v can be taken as 1,0 when $V_{b,e,Rd}$ is considered as the design value of permanent vertical shear forces $V_{g,Ed}$ applied during construction, transferred to the profiled steel sheet, with $V_{b,e,Rd} \leq V_{b,Rd}$, unless the National Annex gives a different value.

NOTE 2 The value k_v is to be taken as 0,5 when $V_{b,e,Rd}$ is considered as the design value of vertical shear resistance of the profiled steel sheeting $V_{b,Rd}$, unless the National Annex gives a different value.

NOTE 3 For the determination of the effective depth d and the reinforcement ratio ρ_1 in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2.1 and 8.2.2 as well as for the inner lever arm z_{cs} , the National Annex can allow the use of the profiled steel sheeting as reinforcement for sagging moment. Sufficient anchorage of the reinforcement and the profiled sheeting is to be realised.

NOTE 4 EN 1992-1-1 is providing the shear resistance $\tau_{Rd,c}$ in [MPa] while in formula (10.24) it is to be used in [kN/cm²].

(8) The vertical shear resistance $V_{v,Rd}$ of a composite slab in a region of hogging bending should be determined from:

$$V_{v,Rd} = V_{c,Rd} + V_{g,Ed} \quad (10.25)$$

where:

$V_{c,Rd}$ is the governing shear resistance of the concrete ribs in [kN/m] as given by formula (10.24) whereby z_{cs} is to be replaced by the lever arm z in accordance to EN 1992-1-1:2023, 8.2.1 and 3.

$V_{g,Ed}$ is the design value of permanent vertical shear forces applied during construction in [kN/m], transferred to the non-propelled profiled steel sheeting, with $V_{g,Ed} \leq V_{b,Rd}$,

$V_{b,Rd}$ is the shear resistance of the profiled steel sheeting with a width of 1,0 m in [kN/m], in accordance with FprEN 1993-1-3:2023, 8.1.6 or given by an European Assessment Document (EAD).

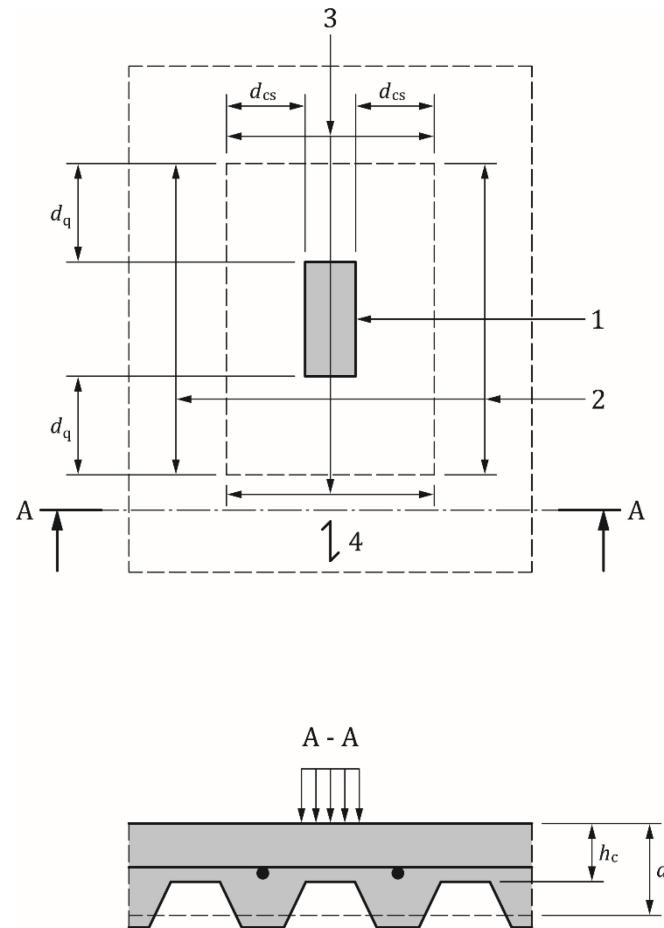
NOTE The effective depth d_s for the determination of $V_{c,Rd}$ in accordance with EN 1992-1-1:2023, Formula 8.27 is to be taken as the distance between the centre of the compression zone and the centroid of the tension force resulting from the reinforcement.

(9) For the determination of the shear resistance $V_{b,Rd}$ of the profiled steel sheeting in (7) and (8) unfavorable effects resulting from normal stresses due to bending of the composite slab and, where parts of the profiled steel sheeting are in compression, the impact of buckling on $V_{b,Rd}$ should be considered. The interaction between normal stresses and shear stresses and impact of buckling may be taken into account in accordance with EN 1993-1-3.

10.7.6 Punching shear

(1) The punching shear resistance of a composite slab at a concentrated load should be taken as the sum of the resistances of the two surfaces parallel to the direction of the profiled sheeting plus the resistances of the two surfaces transverse to the direction of the profiled sheeting.

(2) The resistance $V_{pp,Rd}$ of a surface parallel to the direction of the profiled steel sheeting should be determined in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.4.3 for slabs without shear reinforcement and EN 1992-1-1:2023, 8.4.4 for slabs with shear reinforcement. The width of the surface should extend d_q either side of the concentrated load as shown in Figure 10.12.

**Key**

- 1 loaded area
- 2 surfaces parallel to the direction of sheeting
- 3 surfaces transverse to the direction of sheeting
- 4 direction of sheeting

Figure 10.12 — Critical perimeter for punching shear

(2) The resistance $V_{pt,Rd}$ of a surface transverse to the direction of the profiled steel sheeting should be determined in accordance with Formula (10.26). The width of the surface should extend d_{cs} either side of the concentrated load as shown in Figure 10.12. The determination of all components and coefficients are in accordance with section 10.7.5.

$$V_{pt,Rd} = \frac{0,5}{\gamma_c} (V_{c,cz} + V_{c,ks} + V_{c,ct}) + 0,5 \cdot R_{w,Rd} \geq R_{w,Rd} \quad (10.26)$$

NOTE The component $V_{c,cs}$ in Formula (10.26) represents the direct compression strud to the support and is therefore neglected for the determination of the punching shear resistance in accordance with Formula (10.19).

10.8 Verification of composite slabs for serviceability limit states

10.8.1 Control of cracking of concrete

- (1) The crack width in hogging moment regions of continuous slabs should be checked in accordance with EN 1992-1-1:2023, 9.2.
- (2) Where continuous slabs are designed as simply-supported in accordance with 10.4.2(5) and the control of cracking is of no interest, the cross-sectional area of the reinforcement above the ribs should be not less than 0,2% of the cross-sectional area of the concrete above the ribs for un-proped construction and 0,4% of this cross-sectional area for propped construction. The reinforcement should be placed in the zone where tensile strains are developed.

10.8.2 Deflection

- (1) The rules in EN 1990:2023, 5.4(3) should apply.
- (2) Deflections due to loading applied to the steel sheeting alone should be calculated in accordance with FprEN 1993-1-3:2023, Clause 9.
- (3) Deflections due to loading applied to the composite slab should be calculated using elastic analysis in accordance with Clause 7.
- (4) The deflection of slabs may be considered to be acceptable without calculation where both the following conditions are satisfied:

- $L / d_q \leq 26$

where:

L is the span of the slab;

d_q is the -effective depth of the composite slab.

- the conditions defined in (7) for neglect of the effects of end slip, are satisfied.

- (5) For composite slabs used in buildings, unless a more detailed analysis is performed, the additional deflections caused by shrinkage should be determined from Formula (10.27) or (10.28).

$$\delta_{sh} = 0,15 \varepsilon_{sh} \frac{L^2}{h} \quad \text{for single span slabs} \quad (10.27)$$

$$\delta_{sh} = 0,1 \varepsilon_{sh} \frac{L^2}{h} \quad \text{for continuous slabs} \quad (10.28)$$

where

L is the span;

h is the overall depth of the composite slab;

δ_{sh} is the deflection due to shrinkage;

ε_{sh} is the shrinkage strain of the concrete.

- (6) For an internal span of a continuous slab where the shear connection is as defined in 10.1.2.1(a), (b) or (c), the deflection may be determined using the following approximations:

- the second moment of area may be taken as the average of the values for the cracked and un-cracked section; and

- for concrete, an average value of the modular ratio for both long- and short-term effects may be used.

(7) For external spans, no account need be taken of end slip if the initial slip load in tests according to B.2 (defined as the load causing an end slip of 0,5 mm) exceeds 1,2 times the design service load.

(8) Where end slip exceeding 0,5 mm occurs at a load below 1,2 times the design service load, then end anchors should be provided. Alternatively deflections should be calculated including the effect of end slip.

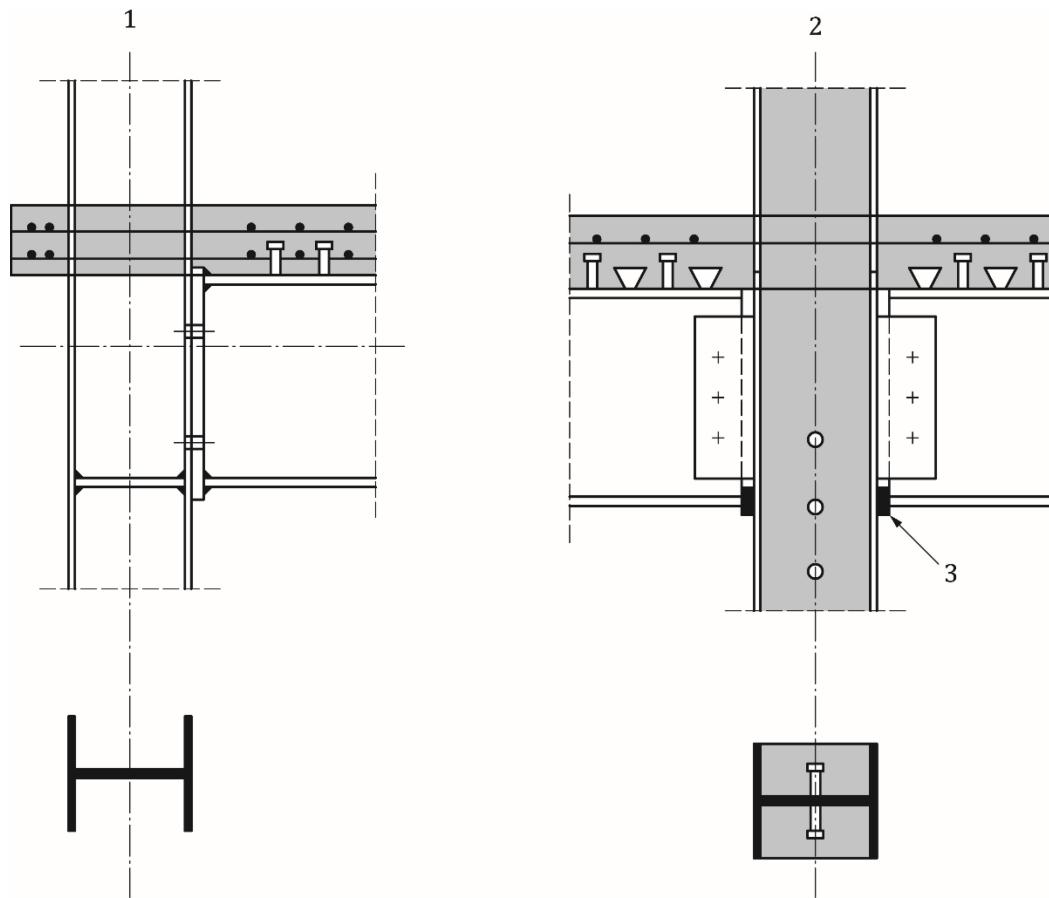
(9) If the influence of the shear connection between the sheeting and the concrete is not known from experimental verification for a composite floor with end anchorage, the composite slab should be modelled as tied arch. From that model, the lengthening and shortening gives the deflection that should be taken into account.

11 Composite joints in frames for buildings

11.1 Scope

(1) A composite joint is defined in 3.1.13. Some examples are shown in Figure 11.1. Concrete or steel joints in composite frames should be designed in accordance with EN 1992-1-1 or EN 1993-1-8, as appropriate.

NOTE Clause 11 concerns joints subject to predominantly static loading. It supplements or modifies EN 1993-1-8.



Key

- | | |
|---|----------------------------|
| 1 | Single-sided configuration |
| 2 | Double-sided configuration |
| 3 | Contact plate |

Figure 11.1 — Examples of composite joints

11.2 Analysis, modelling and Classification

11.2.1 General

(1) The provisions in FprEN 1993-1-8:2023, Clause 7 for joints connecting H- or I-sections are applicable with the modifications given in 11.2.2 and 11.2.3.

11.2.2 Elastic global analysis

(1) Where the rotational stiffness S_j is taken as $S_{j,ini} / \eta_j$ in accordance with FprEN 1993-1-8:2023, 7.1.2, the value of the stiffness modification coefficient η_j for a contact-plate connection should be taken as 1,5.

11.2.3 Classification of joints

(1) Joints should be classified in accordance with FprEN 1993-1-8:2023, 7.3, taking account of effect of composite action on the resistance and rotational stiffness as given in 11.3.2 and 11.3.3, respectively.

(2) For the classification, the directions of the internal forces and moment should be considered.

(3) Cracking and creep in connected members may be neglected.

11.3 Design methods

11.3.1 Basis and scope

(1) FprEN 1993-1-8:2023, Clause 8 may be used as a basis for the design of composite beam-to-column joints and splices provided that the steelwork part of the joint is within the scope of that section.

(2) The structural properties of components assumed in design should be based on tests or on analytical or numerical methods supported by tests.

NOTE Properties of components are given in 11.4 and Annex A herein and in FprEN 1993-1-8:2023, Clause 8 and Annex A.

(3) In determining the structural properties of a composite joint, a row of reinforcing bars in tension may be treated in a manner similar to a bolt-row in tension in a steel joint, provided that the structural properties are those of the reinforcement.

11.3.2 Resistance

(1) Composite joints should be designed to resist vertical shear in accordance with relevant provisions of EN 1993-1-8.

(2) The design resistance moment of a composite joint with full shear connection should be determined by analogy to provisions for steel joints given in FprEN 1993-1-8:2023, Annex B.3, taking account of the contribution of reinforcement.

(3) The resistance of components should be determined from 11.4 below and FprEN 1993-1-8:2023, Annex A, where relevant.

11.3.3 Rotational stiffness

(1) The rotational stiffness of a joint should be determined by analogy to provisions for steel joints given in FprEN 1993-1-8:2023, 7.2.6 and Annex B.2, taking account of the contribution of reinforcement.

(2) The value of the coefficient ψ , see FprEN 1993-1-8:2023, 7.2.6(4), should be taken as 1,7 for a contact plate joint.

11.3.4 Rotation capacity

- (1) The influence of cracking of concrete, tension stiffening and deformation of the shear connection should be considered in determining the rotation capacity.
- (2) The rotation capacity of a composite joint may be demonstrated by experimental evidence. Account should be taken of possible variations of the properties of materials from specified characteristic values. Experimental demonstration is not required when using details which experience has proved have adequate properties.
- (3) Alternatively, calculation methods may be used, provided that they are supported by tests.

11.4 Resistance of components

11.4.1 Scope

- (1) The resistance of the following basic joint components should be determined in accordance with 11.4.2:
 - longitudinal steel reinforcement in tension; and
 - steel contact plate in compression.
- (2) The resistance of components identified in EN 1993-1-8 should be taken as given therein, except as given in 11.4.3.
- (3) The resistance of concrete encased webs in steel column sections should be determined in accordance with 11.4.4.

11.4.2 Basic joint components

11.4.2.1 Longitudinal steel reinforcement in tension

- (1) The effective width of the concrete flange should be determined for the cross-section at the joint in accordance with 7.4.1.2.
- (2) It should be assumed that the effective area of longitudinal reinforcement in tension is stressed to its design yield strength f_{sd} .
- (3) Where unbalanced loading occurs, a strut-tie model may be used to verify the introduction of the forces in the concrete slab into the column (see Figure 11.2).

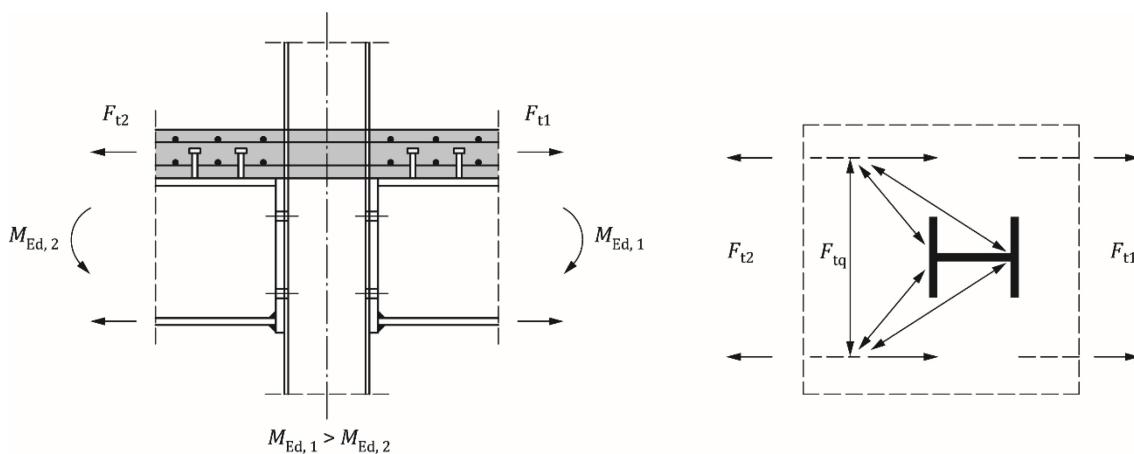


Figure 11.2 — Strut-tie model

(4) For a single-sided configuration designed as a composite joint, the effective longitudinal slab reinforcement in tension should be anchored sufficiently well beyond the span of the beam to enable the design tension resistance to be developed.

11.4.2.2 Steel contact plate in compression

(1) Where a height or breadth of the contact plate exceeds the corresponding dimension of the compression flange of the steel section, the effective dimension should be determined assuming dispersion at 45° through the contact plate.

(2) It should be assumed that the effective area of the contact plate in compression may be stressed to its design yield strength f_{yd} .

11.4.3 Column web in transverse compression

(1) For a contact plate connection, the effective width of the column web in compression $b_{eff,c,wc}$ should be determined assuming dispersion at 45° through the contact plate.

11.4.4 Reinforced components

11.4.4.1 Column web panel in shear

(1) Where the steel column web is encased in concrete, see Figure 8.24b, the design shear resistance of the panel, determined in accordance with FprEN 1993-1-8:2023, Annex A.2.1, may be increased to allow for the encasement.

(2) For a single-sided joint, or a double-sided joint in which the beam depths are similar, the design shear resistance of concrete encasement to the column web panel $V_{wp,c,Rd}$ should be determined from:

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85vA_{vc}f_{cd} \sin\theta \quad (11.1)$$

with:

$$A_{vc} = 0,8(b_c - t_w)(h - 2t_f)\cos\theta \quad (11.2)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{h - 2t_f}{z}\right) \quad (11.3)$$

where:

- b_c is the breadth of the concrete encasement;
- h is the depth of the column section;
- t_f is the column flange thickness;
- t_w is the column web thickness;
- z is the lever arm, see FprEN 1993-1-8:2023, Annex B.1.2.1 and Table B.1.

(3) The reduction factor v to allow for the effect of axial compression in the column on the design resistance of the column web panel in shear should be determined from:

$$v = 0,55 \left(1 + 2 \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \leq 1,1 \quad (11.4)$$

where:

N_{Ed} is the design compressive normal force in the column;

$N_{pl,Rd}$ is the design plastic resistance of the column's cross-section including the encasement (see 8.8.3.2).

11.4.4.2 Column web in transverse compression

(1) Where the steel column web is encased in concrete the design resistance of the column web in compression, determined in accordance with FprEN 1993-1-8:2023, Annex A.3, may be increased to allow for the encasement.

(2) The design resistance of the concrete encasement to the column web in transverse compression $F_{c,wc,c,Rd}$ should be determined from:

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85 k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd} \quad (11.5)$$

where:

$t_{eff,c}$ is the effective length of concrete, determined in a similar manner to the effective width $b_{eff,c,wc}$ defined in FprEN 1993-1-8:2023, Annex A.5

(3) Where the concrete encasement is subject to a longitudinal compressive stress, its effect on the resistance of the concrete encasement in transverse compression may be considered by multiplying the value of $F_{c,wc,c,Rd}$ by a factor $k_{wc,c}$ determined from:

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0 \quad (11.6)$$

where:

$\sigma_{com,c,Ed}$ is the longitudinal compressive stress in the encasement due to the design normal force N_{Ed} .

In the absence of a more accurate method, $\sigma_{com,c,Ed}$, may be determined from the relative contribution of the concrete encasement to the plastic resistance of the column section in compression $N_{pl,Rd}$, see 8.8.3.2.

Annex A
(informative)

Stiffness of joint components in buildings

A.1 Scope

(1) The stiffness of the following basic joint components may be determined in accordance with A.2.1 below:

- longitudinal steel reinforcement in tension;
- steel contact plate in compression.

(2) Stiffness coefficients k_i are defined by FprEN 1993-1-8:2023, Formula B.6. The stiffness of components identified in that Standard may be taken as given therein, except as given in A.2.2 below.

(3) The stiffness of concrete encased webs in steel column sections may be determined in accordance with A.2.3 below.

(4) The influence of slip of the shear connection on joint stiffness may be determined in accordance with A.3.

A.2 Stiffness coefficients

A.2.1 Basic joint components

A.2.1.1 Longitudinal steel reinforcement in tension

(1) The stiffness coefficient $k_{s,r}$ for a row r may be obtained from Table A.1.

A.2.1.2 Steel contact plate in compression

(1) The stiffness coefficient may be taken as equal to infinity.

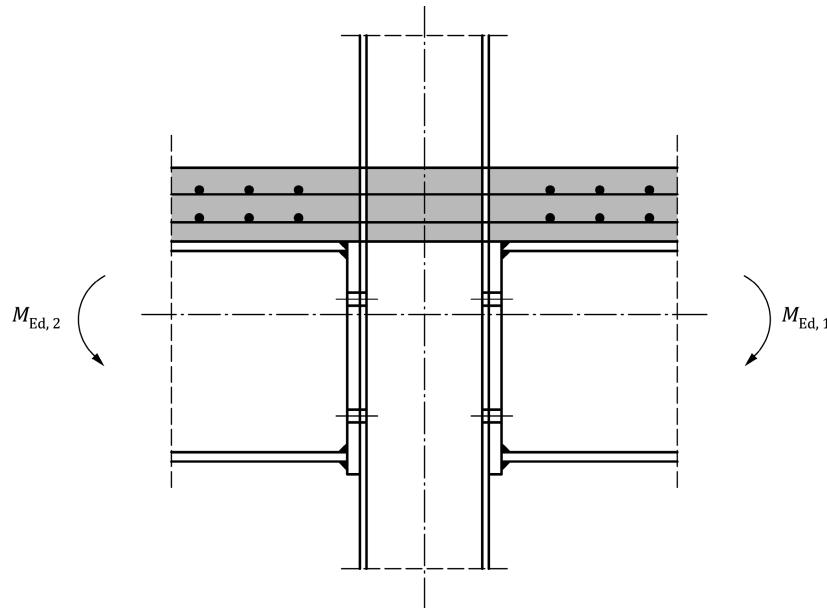


Figure A.1 — Joints with bending moments

Table A.1 — Stiffness coefficient $k_{s,r}$

Configuration	Loading	Stiffness coefficient
Single-sided		$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6h}$
	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h/2}$
		For the joint with $M_{Ed,1}$:
		$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h\left(\frac{1+\beta}{2} + K_\beta\right)}$
Double-sided		With:
	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	$K_\beta = \beta(4,3\beta^2 - 8,9\beta + 7,2)$
		For the joint with $M_{Ed,2}$:
		$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h\left(\frac{1-\beta}{2}\right)} k_{s,r} k_{s,r} =$
<p>A_{sr} is the cross-sectional area of the longitudinal reinforcement in row r within the effective width of the concrete flange determined for the cross-section at the connection in accordance with 7.4.1.2;</p> <p>$M_{Ed,j}$ is the design bending moment applied to a joint j by a connected beam, see Figure A.1;</p> <p>h is the depth of the column's steel section, see Figure 8.24;</p> <p>β is the transformation parameter given in FprEN 1993-1-8:2023, 7.2.</p> <p>NOTE The stiffness coefficient for $M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ is applicable to a double-sided beam-to-beam joint configuration under the same loading condition, provided that the breadth of the flange of the supporting primary beam replaces the depth h of the column section.</p>		

A.2.2 Other components in composite joints

A.2.2.1 Column web panel in shear

(1) For an unstiffened panel in a joint with a steel contact plate connection, the stiffness coefficient k_{wp} may be taken as 0,87 times the value given in FprEN 1993-1-8:2023, A.2.2.

A.2.2.2 Column web in transverse compression

(1) For an un-stiffened web and a contact plate connection, the stiffness coefficient $k_{c,wc}$ may be determined from:

$$k_{c,wc} = 0,2 \frac{b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_{wc}} \quad (A.1)$$

where:

- $b_{eff,c,wc}$ is the effective width of the column web in compression, see 11.4.3;
- d_{wc} is the straight height of the column web, as defined by FprEN 1993-1-8:2023, A.3.1.1(7);
- t_{wc} is the thickness of the column web.

A.2.3 Reinforced components

A.2.3.1 Column web panel in shear

(1) Where the steel column web is encased in concrete, see Figure 8.24 b, the stiffness of the panel may be increased to allow for the encasement. The addition $k_{wp,c}$ to the stiffness coefficient k_{wp} may be determined from:

$$k_{wp,c} = 0,06 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{b_c h_c}{\beta z} \quad (A.2)$$

where:

- E_{cm} is the modulus of elasticity of the concrete for short-term loading in accordance with 5.1 (8);
- z is the lever arm, see FprEN 1993-1-8:2023, Table B.1;
- k_{wp} is the stiffness coefficient for a steel column web given by FprEN 1993-1-8:2023, A.2.2(1);
- b_c, h_c See Figure 8.24.

A.2.3.2 Column web in transverse compression

(1) Where the steel column web is encased in concrete, see Figure 8.24b, the stiffness of the column web in compression may be increased to allow for the encasement.

(2) For a contact plate connection, the addition $k_{c,wc,c}$ to the stiffness coefficient $k_{c,wc}$ may be determined from:

$$k_{c,wc,c} = 0,13 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} \quad (A.3)$$

where:

- $t_{eff,c}$ is the effective length of concrete, see 11.4.4.2(2);
- b_c, h_c See Figure 8.24.

(3) For an end plate connection, the addition $k_{c,wc,c}$ may be determined from:

$$k_{c,wc,c} = 0,5 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} \quad (A.4)$$

A.3 Deformation of the shear connection

(1) Unless account is taken of deformation of the shear connection by a more exact method, the influence of slip on the stiffness of the joint may be determined by (2) to (4) below.

(2) The stiffness coefficient $k_{s,r}$, see A.2.1.1, may be multiplied by the reduction factor, k_{slip} determined from:

$$k_{\text{slip}} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{K_{sc}}} \quad (\text{A.5})$$

with:

$$K_{sc} = \frac{n_{Ls} k_{sc}}{\nu - \left(\frac{\nu - 1}{1 + \xi} \right) \frac{h_{st}}{d_{sb}}} \quad (\text{A.6})$$

$$\nu = \sqrt{\frac{(1 + \xi) n_{Ls} k_{sc} L d_{sb}^2}{E_a I_a}} \quad (\text{A.7})$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_{sb}^2 E_s A_s} \quad (\text{A.8})$$

where:

- h_{st} is the distance between the longitudinal reinforcing bars in tension and the centre of compression; see FprEN 1993-1-8:2023, Table B.1 for the centre of compression;
- d_{sb} is the distance between the longitudinal reinforcing bars in tension and the centroid of the beam's steel section;
- I_a is the second moment of area of the beam's steel section;
- L is the length of the beam in hogging bending adjacent to the joint, which in a braced system may be taken as 15% of the length of the span;
- n_{Ls} is the number of shear connectors distributed over the length;
- k_{sc} is the stiffness of one shear connector.

NOTE An evaluation of k_{sc} is given in Annex B.

(3) For a concrete slab in which the reduction factor k_t is unity, see 8.6.9.2, the following approximate values may be assumed for k_{sc} :

- for 19 mm diameter headed studs: 100 kN/mm
- for cold-formed angles of 80 mm to 100 mm height: 70 kN/mm.

(4) For a composite joint with more than a single layer of reinforcement considered effective in tension, (2) above is applicable provided that the layers are represented by a single layer of equivalent cross-sectional area and equivalent distances from the centre of compression and the centroid of the beam's steel section.

Annex B (normative)

Standard tests

B.1 General

(1) In this Standard rules are given for:

- a) tests on shear connectors in B.2 and
- b) testing of composite floor slabs in B.3.

B.2 Test on shear connectors

B.2.1 General

(1) As an alternative to the design rules in 8.6.8 and 8.6.9 and for cases where the rules are not applicable, the design may be based on tests, carried out in a way that provides information on the properties of the shear connection required for design in accordance with this Standard.

(2) The variables to be investigated include the geometry and the mechanical properties of the concrete slab, the shear connectors and the reinforcement.

(3) The resistance to loading, other than fatigue, may be determined by push tests in accordance with the requirements in this Annex.

(4) For fatigue tests, the specimen should also be prepared in accordance with this Annex.

B.2.2 Testing arrangements

B.2.2.1 General

(1) Where the shear connectors are used in T-beams with a concrete slab of uniform thickness, or with haunches complying with 8.6.10.4, standard push tests should be used (B2.2.2). In other cases, such as slabs with profiled steel sheeting, specific push tests may be used (B2.2.3).

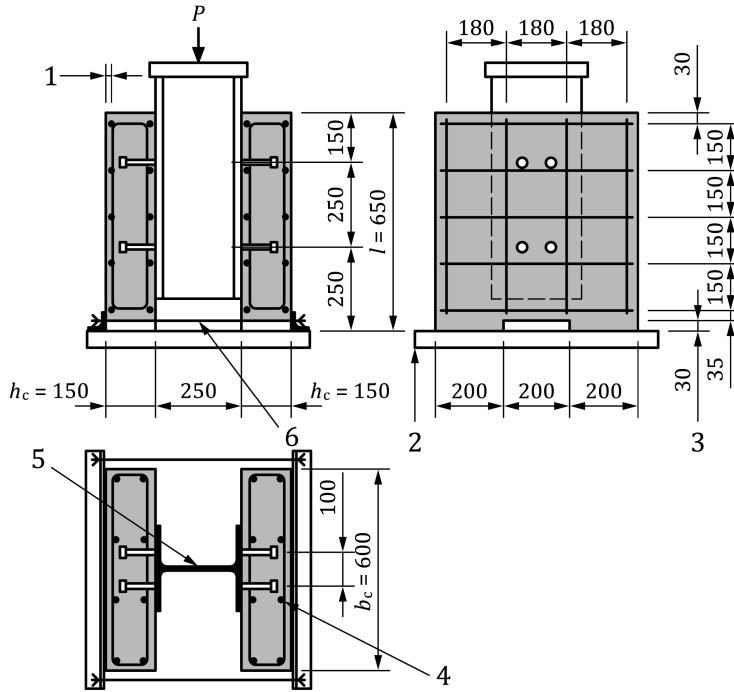
(2) For each variable to be investigated, tests on no fewer than three nominally identical specimens within a series should be undertaken to determine the characteristic and design resistance of the shear connectors.

(3) A load P should progressively be applied to the top of the steel section as shown in Figure B.1 and Figure B.2. For push tests where no recess, or alternative methods, have been provided at the base of the specimen (see Figure B.1 and Figure B.2), the loads from the tests should be reduced by 5% when establishing the properties of the connector.

B.2.2.2 Standard push tests

(1) For standard push tests the dimensions of the test specimen, the steel section and the reinforcement should be as given in Figure B.1.

(2) Where the purpose of the test is to determine values to be used in the design of floor beams, where both the permanent and variable actions will be applied normal to the face of the slab in the downward direction, the tie in Figure B.1 should be used to eliminate tensile forces in the shear connectors located at the bottom level.

**Key**

- 1 cover 15 mm
- 2 bedded mortar, gypsum or similar
- 3 recess
- 4 reinforcement: ribbed bars, $\Phi 10$ mm resulting in a high bond with $450 \leq f_{sk} \leq 550$ N/mm²
- 5 steel section: HE260B or $254 \times 254 \times 89$ kg/m. UC
- 6 steel profile with external tension ties, or similar

Figure B.1 — Test specimen for standard push test**B.2.2.3 Specific push tests**

(1) Specific push tests may be used to determine the behaviour of shear connectors in concrete slabs of uniform thickness, haunches not complying with 8.6.10.4, or shear connectors welded within the rib of profiled steel sheeting.

(2) Specific push tests should be carried out on a test specimen generally as shown in Figure B.2. In addition to B.2.2.1 and Figure B.1:

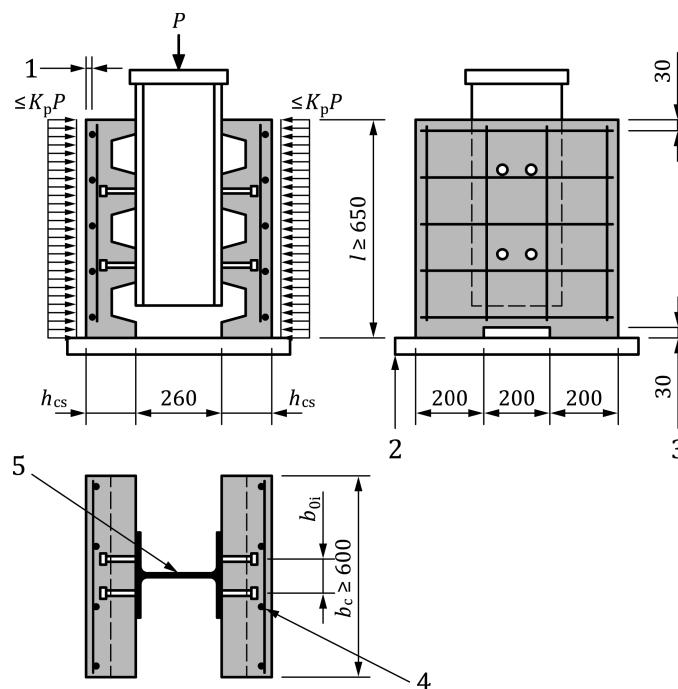
- a) the length L of each slab should be related to the longitudinal spacing of the connectors in the composite structure;
- b) the slabs and the reinforcement should be suitably dimensioned in comparison with the beams for which the test is designed;
- c) the thickness h_{cs} of each slab should not exceed the minimum thickness of the slab in the beam;
- d) the width b_c of each slab should not exceed the effective width of the slab of the beam;
- e) the slab should have the same location of reinforcement as the slab in the beam;
- f) the amount of reinforcement and the thickness of the sheeting in the slab should not exceed that provided to the slab in the beam;
- g) when two shear connectors per rib are provided, the distance between the centres of the outstand shear connectors b_{0i} should not exceed that provided in the slab in the beam;
- h) where the sheeting is such that studs cannot be placed centrally within a trough, they should be placed alternately on the two sides of the trough, throughout the length L ;

- i) for open profile sheeting, a shear connector should not be welded within the last rib to the test slab at the top of the push test;
- j) where a haunch in the beam does not comply with 8.6.10.4, the slabs of the push specimen should have the same haunch and reinforcement as the beam.

(3) Where the purpose of the test is to determine values to be used in the design of floor beams, and where both the permanent and variable actions will be applied normal to the face of the slab in the downward direction, a normal force $K_p P$ (Figure B.2) may be applied as uniformly as practicable to the external faces of the slabs, as an alternative to the optional tie given in Figure B.1. The dimension of the test specimen and the steel section should be as given in Figure B.2.

NOTE The value K_p for the normal force is 0,1 unless the National Annex gives a different value.

(4) When the design resistance of shear connectors is based on push tests with transverse loading, the results should be limited to applications where 8.6.8.2(2) is satisfied.



Key

- 1 cover 15 mm
- 2 bedded mortar, gypsum or similar
- 3 recess
- 4 reinforcement
- 5 steel section: HE260B or 254 × 254 × 89 kg/m. UC

Figure B.2 — Specific push-tests

B.2.3 Preparation of specimens

(1) Both concrete slabs should be cast in the horizontal position. The concrete for all push specimens in a series to investigate one variable should be of the same mix and should be air-cured. The final arrangement should be symmetrical.

NOTE To minimise the variation in the concrete strength, the slabs can be cast at the same time by splitting the steel section into two halves and rejoining them after the concrete has hardened.

(2) Bond at the interface between flanges of the steel beam and the concrete should be prevented by greasing the flange or by other suitable means.

(3) For each series of nominally identical specimens that will be tested within 48 hours, a minimum of four concrete specimens (cylinders or cubes) for the determination of the cylinder strength should be prepared at the time of casting the push specimens. These concrete specimens should be cured alongside the push specimens. The concrete strength $f_{cm,t}$ of each series should be taken as the mean value, when the deviation of each specimen from the mean value does not exceed 10%. When the deviation of the compressive strength from the mean value exceeds 10%, the concrete strength should be taken as the maximum observed value.

(4) The compressive strength $f_{cm,t}$ of the concrete at the time of testing should not be greater than $1,25 f_{ck}$, where f_{ck} is the specified strength of the concrete in the beams for which the test is designed. This requirement can be met by using concrete of the specified grade, but testing earlier than 28 days after casting of the specimens.

(5) If profiled steel sheeting is used for the slabs, the tensile strength and the yield strength of the profiled steel sheet should be obtained from coupon tests on specimens cut from the sheets as used in the push tests.

(6) The yield strength, the actual tensile strength f_{ut} and the maximum elongation of a representative sample of the shear connector material used in the test specimens should be determined.

B.2.4 Testing procedure

(1) The load P should first be applied progressively in increments up to $0,4 P_e$ and then cycled 25 times between $0,05 P_e$ and $0,4 P_e$, where P_e is the expected failure load. If three tests are used, one of the three test specimens may be subjected to just the static test without cyclic loading in order to determine the level of the cyclic load for the other two.

(2) Subsequent load increments P should then be imposed progressively such that failure does not occur in less than 15 minutes.

(3) The longitudinal slip between each concrete slab and the steel section should be measured continuously during loading or at each load increment. The slip should be measured at least until the load has dropped to 20% below the maximum load.

(4) As close as possible to each group of connectors, the transverse separation between the steel section and each slab should be measured.

(5) The sum of the tie forces should not be greater than $0,1 P$. Where a normal force is applied uniformly to the face of the slab, the value should not be greater than ($K_p P$).

(6) When long-term effects are not directly taken into consideration in the design of a composite element, the load should be applied in 1,0 mm slip increments and paused for a duration of not less than 5 minutes to enable the load relaxation to be measured. The load-slip curve as shown in Figure B.3 should be plotted using the smallest load for each increment of slip.

NOTE If there is no direct check of short-term relaxation in the tests, the test load is to be reduced by 10%.

B.2.5 Test evaluation

(1) If three tests on nominally identical specimens with headed stud shear connectors are carried out, and the deviation of any individual test result from the mean value obtained from all tests does not exceed 10%, the design resistance may be determined as follows:

- the characteristic resistance P_{Rk} may be taken as the minimum failure load (divided by the number of connectors) reduced by 10 %;
- the design resistance P_{Rd} may be taken as the smaller of Formula (B.1) and Formula (B.2):

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (\text{B.1})$$

$$P_{Rd} = \frac{f_{cm}}{f_{cm,t}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (\text{B.2})$$

where:

- f_u is the minimum specified ultimate tensile strength of the material of the stud;
- f_{ut} is the measured ultimate tensile strength of the material of the stud in the test specimen;
- f_{cm} is the mean value of the concrete cylinder compressive strength obtained from EN 1992-1-1;
- $f_{cm,t}$ is the measured mean value of the concrete cylinder compressive strength in the test specimen; and
- γ_v is the partial factor for shear connection, given in 4.4.1.2(5).

(2) If the deviation from the mean exceeds 10%, at least three more tests of the same kind should be made. The test evaluation should then be carried out in accordance with EN 1990:2023, Annex D.

(3) For shear connectors other than headed studs, the test evaluation should be carried out in accordance with EN 1990:2023, Annex D.

(4) Where the connector is composed of two separate elements, one to resist longitudinal shear and the other to resist forces tending to separate the slab from the steel beam, the ties which resist separation should be sufficiently stiff and strong so that separation in push tests, measured when the connectors are subjected to 80 % of their ultimate load, is less than half of the longitudinal movement of the slab relative to the beam.

(5) The slip capacity of a specimen δ_u should be taken as the maximum slip measured at the characteristic resistance P_{Rk} , as shown in Figure B.3. The characteristic slip capacity δ_{uk} should be taken as the minimum test value of δ_u reduced by 10% or determined by statistical evaluation from all the test results. In the latter case, the characteristic slip capacity should be determined in accordance with EN 1990:2023, Annex D.

(6) The stiffness of a shear connector k_{sc} should be taken as $0,7 P_{Rk}/s_e$, where s_e is the slip at a load of $0,7 P_{Rk}$, as shown in Figure B.3. The slip when the characteristic resistance P_{Rk} is first reached δ_e should be determined from:

$$\delta_e = \frac{s_e}{0,7} \quad (\text{B.3})$$

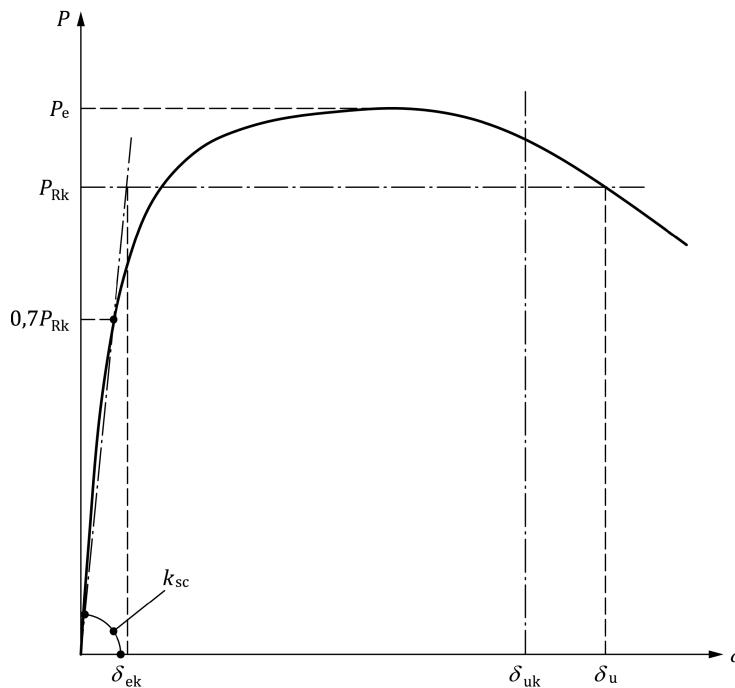


Figure B.3 — Determination of slip capacity δ_u and stiffness k_{sc}

(7) If three tests on nominally identical specimens with head stud connectors are carried out, and the deviation of any individual test result from the mean value obtained from all tests does not exceed 10%, the characteristic value of the elastic slip δ_{ek} should be taken as the minimum test value of δ_e reduced by 10%, or determined by statistical evaluation from all the test results. In the latter case, the characteristic value of the elastic slip should be determined in accordance with EN 1990:2023, Annex D.

B.3 Testing of composite floor slabs

B.3.1 General

(1) Tests in accordance with this section should be used for the determination of the value of $\tau_{u,Rd}$ to be used for the verification of the resistance to longitudinal shear as given in Clause 10.

(2) From the load-deflection curves, the longitudinal shear behaviour is to be classified as brittle or ductile. The behaviour is deemed to be ductile if it is in accordance with 10.7.2(3). Otherwise the behaviour is classified as brittle.

(3) The variables to be considered within a complete investigation include the thickness and the type of steel sheeting, the steel grade, the coating of the steel sheet, the density and grade of concrete, the slab thickness and the shear span length L_s .

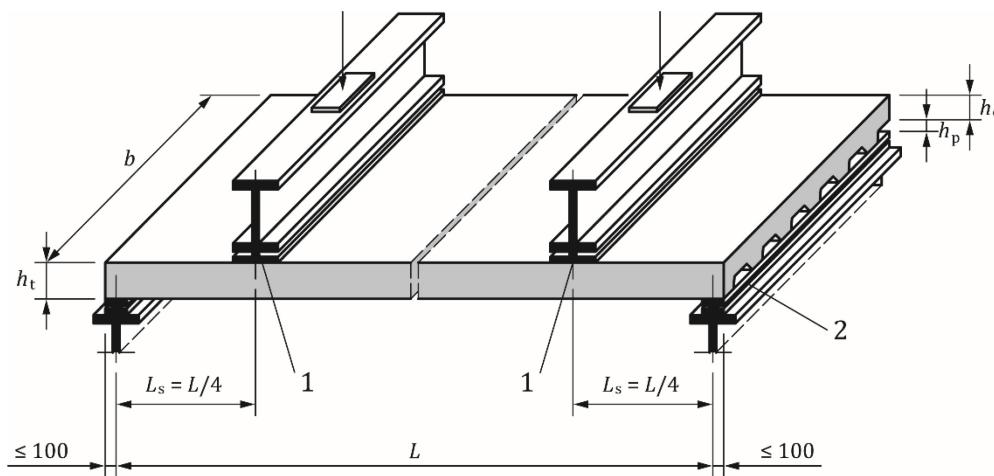
(4) To reduce the number of tests as required for a complete investigation, the values of the shear strength $\tau_{u,Rd}$ obtained from a test series may be used also for other values of variables as follows:

- for thickness of the steel sheeting t_p larger than tested;
- for concrete with specified strength f_{ck} not less than $0,8 f_{cm,t}$, where $f_{cm,t}$ is the mean value of the concrete strength in the tests;
- for steel sheeting having a nominal yield strength f_{yp} not larger than the nominal yield strength of the material used in the test.

In addition the measured mean value of the yield strength of the steel used in the tests ($f_{ypm,t}$) should not exceed $1,25 f_{yp}$ where f_{yp} is the nominal yield strength of the material.

B.3.2 Testing arrangement

- (1) Tests should be carried out on simply supported slabs.
- (2) The test set-up should be as shown in Figure B.4 or equivalent.
- (3) Two equal concentrated line loads, placed symmetrically at $L/4$ and $3L/4$ on the span, should be applied to the specimen.



Key

- 1 neoprene pad or equivalent $\leq 100 \text{ mm} \times b_c$
- 2 support bearing plate $\leq 100 \text{ mm} \times b_c \times 10 \text{ mm}$ (min) (typical for all bearing plates)

Figure B.4 — Test set-up

- (4) The distance between the centre line of the supports and the end of the slab should not exceed 100 mm.
- (5) The width of the bearing plates and the line loads should not exceed 100 mm.
- (6) For each variable to be tested, one group of a minimum of four tests should be carried out on specimens of same thickness h_{cs} without additional reinforcement or end anchorage. In at least three of the tests, the shear span should be as long as possible, while still providing failure in longitudinal shear. In the remaining one test, the shear span should be as short as possible while still providing failure in longitudinal shear, but not less than $3 h_{cs}$ in length. The one test with the short shear span should only be used for classifying the behaviour in accordance with B.3.1(2).

B.3.3 Preparation of specimens

- (1) The surface of the profiled steel sheet should be in the 'as-rolled' condition, no attempt being made to improve the bond by degreasing the surface.
- (2) The shape and embossment of the profiled sheet should accurately represent the sheets to be used in practice. The measured spacing and depth of the embossments should not deviate from the nominal values by more than 5% and 10%, respectively.
- (3) In the tension zone of the slabs, crack inducers should be placed across the full width of the test slab under the applied loads. The crack inducers should extend at least to the depth of the sheeting. Crack

inducers are placed to better define the shear span length, L_s , and to eliminate the tensile strength of concrete.

(4) It is permitted to restrain exterior webs of the deck so that they act as they would act in wider slabs.

(5) The width b_c of test slabs should not be less than three times the overall depth, 600 mm and the cover width of the profiled sheet.

(6) Specimens should be cast in the fully supported condition. This is the most unfavourable situation for the shear bond mode of failure.

(7) Mesh reinforcement may be placed in the slab, for example to reinforce the slab during transportation, against shrinkage, etc. If placed, it must be located such that it acts in compression under sagging moment.

(8) The concrete for all specimens in a series to investigate one variable should be of the same mix and cured under the same conditions.

(9) For each group of slabs that will be tested within 48 hours, a minimum of four concrete specimens, for the determination of the cylinder or cube strength, should be prepared at the time of casting the test slabs. The concrete strength $f_{cm,t}$ of each group should be taken as the mean value, when the deviation of each specimen from the mean value does not exceed 10%. When the deviation of the compressive strength from the mean value exceeds 10%, the concrete strength should be taken as the maximum observed value.

(10) The tensile strength and yield strength of the profiled steel sheet should be obtained from coupon tests on specimens cut from each of the sheets used to form the test slabs.

B.3.4 Test loading procedure

(1) The test loading procedure is intended to represent loading applied over a period of time. It is in two parts consisting of an initial phase, where the slab is subjected to cyclic loading; this is followed by a subsequent phase, where the slab is loaded to failure under an increasing load. One of the longer test specimens from each group may be subject to just the static test without cyclic loading, in order to determine the level of cyclic load for the remaining specimens, which should not be less than two.

(2) Initial phase: the slab should be subjected to an imposed cyclic load, which varies between a lower value not greater than $G + 0,2 (W_t - G)$ and an upper value not less than $0,6 W_t$, where G is the weight of the slab and W_t is the measured failure load of the preliminary static test in accordance with (1).

(3) The loading should be applied for 25 cycles.

(4) Subsequent phase: on completion of the initial phase, the slab should be subjected to a static test where the imposed load is increased progressively, such that failure does not occur in less than 1 hour. The failure load W_t is the maximum load imposed on the slab at failure plus the weight of the composite slab and spreader beams.

(5) In the subsequent phase, the load may be applied either as force-controlled or deflection-controlled.

B.3.5 Determination of the design values for $\tau_{u,Rd}$

(1) The partial interaction diagram as shown in Figure B.5 should be determined using the measured dimensions and strengths of the concrete and the steel sheet. For the concrete strength the mean value $f_{cm,t}$ of a group as specified in B.3.3(9) may be used.

In Figure B.5:

$M_{pl,Rm}$ is the plastic moment resistance of the composite slab with full shear connection, using measured values;

$N_{c,fm}$ is the compressive normal force in the concrete flange at moment $M_{pl,Rm}$;

$N_{c,m}$ is the compressive normal force in the concrete flange with partial connection;
 $f_{ypt,t}$ is the mean value of the measured strength of the profiled steel sheeting.

(2) Points on the resistance curve in Figure B.5 may be determined as follows.

Assume a value for the degree of shear connection, η . The depth of the concrete stress block for $\eta=1$ $z_{pl,m}$ is determined from:

$$z_{pl,m} = \frac{N_{c,fm}}{b_c f_{cm,t}} \quad (\text{B.4})$$

where b_c is the width of the concrete slab in the test specimen.

The lever arm z is determined from:

$$z = h_c - 0,5 z_{pl,m} - e_p + (e_p - e)\eta \quad (\text{B.5})$$

where e and e_p are defined in 10.7.2 (9).

The reduced plastic moment $M_{pr,m}$ is determined from:

$$M_{pr,m} = 1,25 M_{pa,m} (1 - \eta) \leq M_{pa,m} \quad (\text{B.6})$$

$M_{pa,m}$ is the plastic resistance moment of the effective cross-section of the profiled steel sheeting, based on measured values. The bending resistance M is determined from:

$$M = N_{c,fm} \eta z + M_{pr,m} \quad (\text{B.7})$$

where $M_{pl,Rm}$ is the value of M for $\eta = 1$.

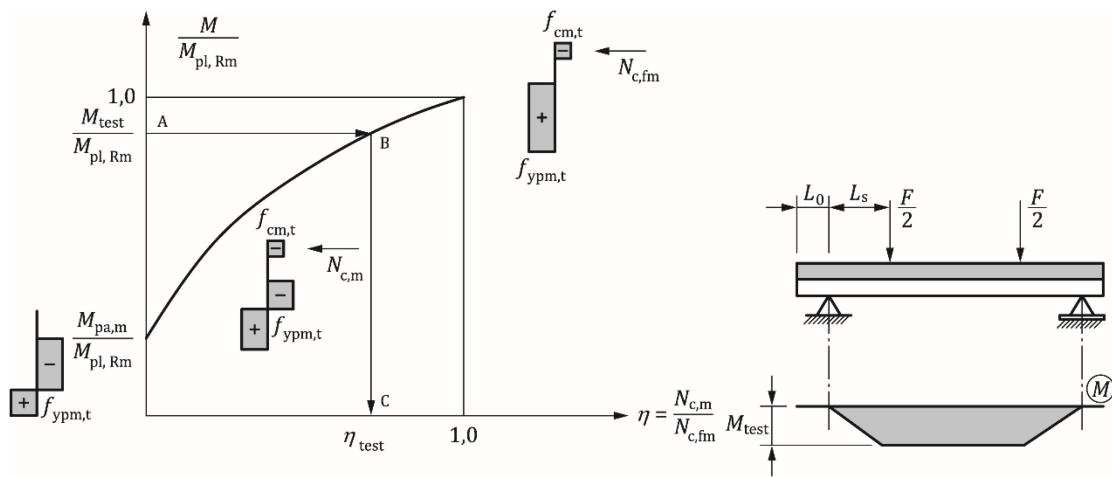
(3) From the maximum applied loads, the bending moment M at the cross-section under the point load due to the applied load, dead weight of the slab and spreader beams should be determined. The path A → B → C in Figure B.5 then gives a value η_{test} for each test, and a value τ_u determined from:

$$\tau_u = \frac{\eta_{test} N_{c,fm}}{b_c (L_s + L_o)} \quad (\text{B.8})$$

where:

L_s is the shear span length as defined by Figure B.5;

L_o is the length of the overhang.

**Figure B.5 — Determination of the degree of shear connection from M_{test}**

(4) If in design, the additional longitudinal shear resistance caused by the support reaction is taken into account in accordance with 10.7.3(2), τ_u should be determined from:

$$\tau_u = \frac{\eta_{\text{test}} N_{c,fm} - \mu_m V_t}{b_c (L_s + L_0)} \quad (\text{B.9})$$

where:

μ_m is the mean value of the coefficient of friction, which may be taken as 0,75 or established from tests.

V_t is the support reaction under the ultimate test load.

(5) The characteristic shear strength $\tau_{u,Rk}$ should be calculated from the test values as the 5% fractile using an appropriate statistical model in accordance with EN 1990:2023, Annex D. If the deviation of any individual test result from the mean value obtained from at least three tests within a group does not exceed 10%, the characteristic shear strength $\tau_{u,Rk}$ may be taken as the minimum value of τ_u reduced by 10 %.

(6) The design shear strength $\tau_{u,Rd}$ is the characteristic strength $\tau_{u,Rk}$ divided by the partial factor γ_s , given in 4.4.1.2(6).

Annex C
(informative)**Shrinkage of concrete for composite structures for buildings**

(1) Unless accurate control of the profile during execution is essential, or where shrinkage is expected to take exceptional values, the nominal value of the total final free shrinkage strain may be taken as follows in calculations for the effects of shrinkage:

- in dry environments (whether outside or within buildings but excluding concrete-filled members):
 - 325×10^{-6} for normal concrete;
 - 500×10^{-6} for lightweight concrete;
- in other environments and in filled members:
 - 200×10^{-6} for normal concrete;
 - 300×10^{-6} for lightweight concrete.

Annex D (normative)

Composite beams with web-openings

D.1 Scope

D.1.1 General

(1) This Annex extends the application of EN 1994-1-1 and EN 1993-1-13 to composite beams with web-openings and states the means by which composite action may be included in the design of the beam at opening positions. This Annex only applies to buildings. Advanced design and calculations methods may be used as an alternative to the rules in this Annex.

(2) The rules for steel beams with web openings are presented in EN 1993-1-13 and should be followed in the design of composite beams with web openings.

(3) The shapes of openings given in FprEN 1993-1-13:2023, 1.2.2 are covered. For *Vierendeel* bending, these opening shapes may be represented by an equivalent rectangle, as given in FprEN 1993-1-13:2023, 8.4.

(4) This Annex covers openings located in the sagging moment region of composite beams. The hogging moment region of continuous beams, cantilevers and columns are outside the scope of application.

(5) This Annex applies to composite beams with shear connectors which have a Ductility Category D2 or D3 in accordance with Table 5.1.

(6) This Annex covers composite beams with web openings where the flexural stiffness of the concrete slab above the hole can be neglected. Supplementary rules are given in Annex E for beams where the flexural stiffness is significant and where additional modes of failure are considered.

NOTE Criterion for composite beams where the flexural stiffness of the concrete slab is significant is given in E.1(3). The flexural stiffness of the concrete slab in composite beams in accordance with E.1(4) can always be neglected.

D.1.2 Dimensional limits of openings

(1) Geometric limits for the opening and edge to edge spacing of web openings are defined in FprEN 1993-1-13:2023, 8.1.2 and 8.1.3.

(2) Other limits for composite beams are given in the relevant clauses.

(3) For widely spaced openings with maximum dimension less than 30% of the steel section depth or 200 mm whichever is the smaller, and with eccentricity of its centre line not exceeding 10% of the section depth, the verification of global bending in D.4.1.2 and of shear in D.4.1.3 is sufficient to satisfy the other checks in D.4.1.1(1), provided that the web slenderness does not exceed 72ε . For circular openings, the maximum diameter may be increased to 40% of the section depth.

(4) Circular or hexagonal openings in composite beams should be considered as closely spaced when their edge to edge spacing is less than h_o , where h_o is the height of the openings.

(5) Rectangular or elongated circular openings in composite beams should be considered as closely spaced when their edge to edge spacing is less than the larger of a_{eff} or $2 h_o$, where a_{eff} is the effective opening length given in FprEN 1993-1-13:2023, 7.5(4). Where the adjacent openings are not identical the average values of a_{eff} and h_o may be used.

(6) The rules for closely spaced openings in D.3.4 are only applicable where the openings are nominally identical.

(7) For composite beams with closely spaced openings, supplementary rules given in D.4.2 should be applied.

(8) Two adjacent openings which do not fulfil the conditions given in (4) or (5) are widely spaced.

D.2 Method of design

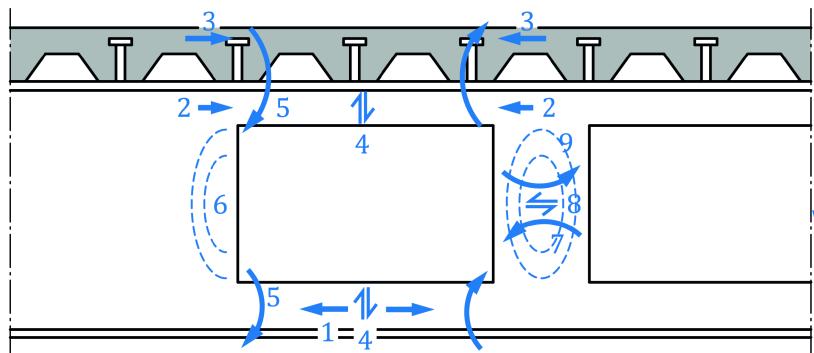
D.2.1 General

(1) For *Vierendeel* bending, a local bending resistance is developed due to composite action over the opening.

(2) The modes of failure of a composite beam at and between closely spaced openings are shown in Figure D.1. Additional failure modes should be considered for beams covered by Annex E.

(3) For composite beams with closely spaced openings, the in-plane moment acting in the web-post should be calculated in accordance with D.3.4.

(4) Alternative methods based on FprEN 1993-1-13:2023, 8.9 to 8.11 may also be used.



Key

- 1 Bottom Tee tension
- 2 Top Tee compression
- 3 Concrete compression
- 4 Shear at opening
- 5 Vierendeel bending
- 6 Web buckling adjacent to an opening
- 7 Web-post moment
- 8 Web-post shear
- 9 Web-post buckling

Figure D.1 — Failure modes of composite beams at web openings

D.2.2 Equivalent length and depth of openings

(1) For *Vierendeel* bending calculations for composite beams, the equivalent opening length, a_{eq} , should be as given in FprEN 1993-1-13:2023, Table 8.3.

(2) For section classification and deflection calculations for composite beams, the effective length of openings, a_{eff} , should be as given in FprEN 1993-1-13:2023, 7.5(4).

(3) The classification of the web outstand for *Vierendeel* bending should be in accordance with FprEN 1993-1-13:2023, 7.5(3), (5) and (6).

D.2.3 Effective width of concrete slab at an opening

(1) For global bending resistance at an opening, the effective width of the concrete slab should be taken as given in 7.4.1.2.

(2) For the local bending resistance of composite Tee sections and the concrete slab, the effective width of the concrete slab at the opening, $b_{\text{eff},b}$, should be determined from:

$$b_{\text{eff},b} = d_y + 0,83 \ a_0 \quad (\text{D.1})$$

where

d_y is the width of load introduction perpendicular to the beam axis, defined by:

d_y is equal to the distance between outer longitudinal rows of shear connectors (see Figure D.2): $d_y = b_{0i}$;

$d_y = 7,5 \ \phi$ for single row of shear connector.

ϕ is the diameter of the transverse reinforcement below the top of the shear connector at the high moment end of the opening;

a_0 is the length of the opening.

NOTE Where steel sheeting is transverse to the beam, the resistance and ductility of more than two rows of shear studs is outside the scope of EN 1994-1-1.

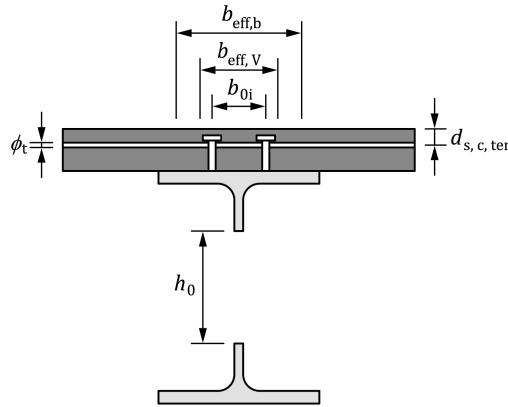


Figure D.2 — Effective widths

(3) For vertical shear resistance of the concrete slab, the effective width, $b_{\text{eff},V}$, should be determined from:

$$b_{\text{eff},V} = 0,5 \ d_y + 7 \ d_{s,c,ten} \quad (\text{D.2})$$

where $d_{s,c,ten}$ is the distance of the transverse reinforcement in the tension region to the upper edge of the slab.

(4) For composite slabs, the steel sheeting should be ignored in (2) and (3).

D.3 Analysis

D.3.1 General

(1) The distribution of internal forces at opening locations is required for the verification of the beam design.

(2) Any distribution may be used provided it satisfies equilibrium and is consistently applied across all design checks. The distribution of internal forces given in D.3.2 to D.3.4 may be used.

D.3.2 Axial forces at the centre of openings

(1) The global bending at the centre of the opening is resisted by axial forces in the steel Tees and concrete slab. These forces are initially calculated assuming there is no force in the steel Tee above the opening. If these forces, acting as a couple, are not sufficient to resist the applied moment, a force is then assumed to be present in the top Tee. As indicated in Figure D.3, a compressive force in the top Tee is considered to be positive.

NOTE The global moment is resisted by the axial forces alone, it is assumed that there is no moment in the steel Tees at the centre of an opening.

(2) The design tensile force in the bottom Tee, $N_{bT,Ed}$, and the design compression force in the slab, $N_{oc,Ed}$, may be determined from:

$$N_{bT,Ed} = N_{oc,Ed} = \frac{M_{o,Ed}}{h_a + d_c - z_{bT}} \quad (\text{D.3})$$

provided that:

$$N_{oc,Ed} \leq N_{oc,Rd} \text{ and } N_{bT,Ed} \leq N_{bT,Rd} \quad (\text{D.4})$$

where:

$M_{o,Ed}$ is the design value of the global applied moment taken at the centre-line of the opening;

$N_{oc,Rd}$ is the compression resistance of concrete slab in accordance with D.4.1.2(6);

$N_{bT,R}$ is the tension resistance of bottom Tee in accordance with D.4.1.2(3);

d

d_c is the distance of the centroid of the compressed part of the slab from the upper face of the steel profile, given by:

$$d_c = h_p + h_c - 0,5 z_c$$

z_c is the depth of concrete in compression, with $z_c \leq h_c$ – see Formula (D.5).

$$z_c = \frac{N_{oc,Ed}}{b_{\text{eff}} f_{cd}} \quad (\text{D.5})$$

z_{bT} is the distance of centroid of the bottom Tee from the bottom of the section;

b_{eff} is the effective width of the slab at the centre of the opening, see D.2.3(1).

NOTE It is conservative to assume that $d_c = h_p + 0,5 h_c$.

(3) The design compression force in the top Tee, $N_{tT,Ed}$, should be taken equal to 0 when Formula (D.4) is fulfilled.

(4) Where the value of $N_{oc,Ed}$ from Formula (D.3) exceeds the resistance given in D.4.1.2(6), the axial forces in the members should be obtained by:

$$N_{oc,Ed} = N_{oc,Rd} \quad (\text{D.6})$$

Printed copies are uncontrolled

$$N_{bT,Ed} = \frac{M_{o,Ed} - N_{oc,Ed}(z_{tT} + d_c)}{h_a - z_{tT} - z_{bT}} \quad (\text{D.7})$$

$$N_{tT,Ed} = N_{bT,Ed} - N_{c,Ed} \quad (\text{D.8})$$

where:

z_{tT} is the distance of centroid of the top Tee from the top of the steel section.

(5) Where the value of $N_{bT,Ed}$ from Formula (D.3) exceeds the resistance given in D.4.1.2(3), the axial forces in the members should be obtained by:

$$N_{bT,Ed} = N_{bT,Rd} \quad (\text{D.9})$$

$$N_{tT,Ed} = \frac{N_{bT,Ed}(h_a + d_c - z_{bT}) - M_{o,Ed}}{z_{tT} + d_c} \quad (\text{D.10})$$

$$N_{oc,Ed} = N_{bT,Ed} - N_{tT,Ed} \quad (\text{D.11})$$

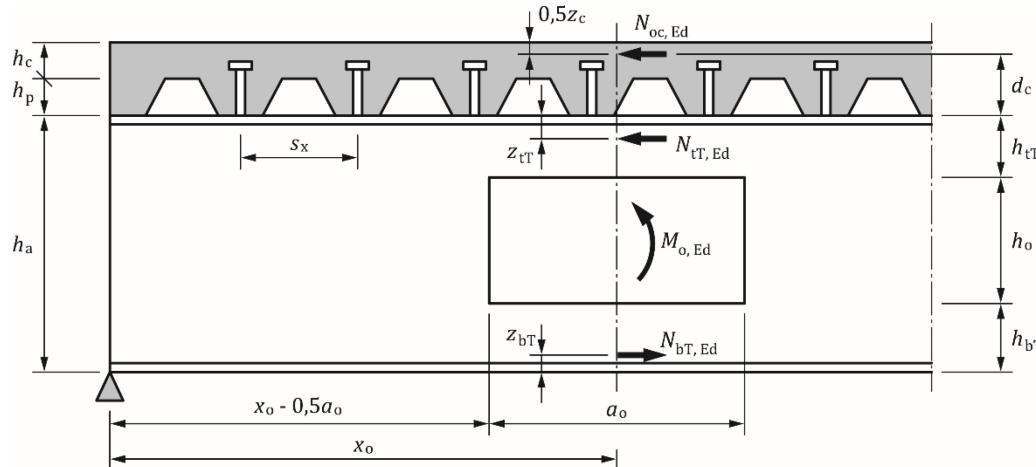


Figure D.3 — Axial forces at an opening in pure bending

D.3.3 Distribution of shear forces

(1) The applied shear will normally vary over the length of the opening. The design shear at the centre of the opening $V_{o,Ed}$ may be taken as the maximum value over the length a_{eq} .

(2) The global design shear force $V_{o,Ed}$ at the centre of an opening should be distributed between the slab, $V_{oc,Ed}$, and the steel profile, $V_{oa,Ed}$, (Figure D.4) with:

$$V_{o,Ed} = V_{oc,Ed} + V_{oa,Ed} \quad (\text{D.12})$$

(3) It may be assumed that the concrete slab resists as much shear as possible. In this case:

$$V_{oc,Ed} = \min(V_{o,Ed}, V_{oc,Rd})$$

$$V_{oa,Ed} = V_{o,Ed} - V_{oc,Ed}$$

NOTE 1 This minimises the shear in the steel section and any effect on the *Vierendeel* moment resistance.

NOTE 2 To simplify calculations, the shear force in the slab can be neglected.

(4) The shear forces in the top and bottom Tees may be obtained assuming that the shear force in the profile is distributed in the Tees in accordance with their plastic shear resistance:

$$V_{tT,Ed} = V_{oa,Ed} \frac{A_{v,tT}}{A_{v,tT} + A_{v,bT}} \quad (\text{D.13})$$

$$V_{bT,Ed} = V_{oa,Ed} - V_{tT,Ed} \quad (\text{D.14})$$

where $A_{v,tT}$ and $A_{v,bT}$ are the shear areas of the top and bottom Tees respectively, defined in EN 1993-1-1:2022, 8.2.6(3).

(5) As an alternative to (4), the shear forces $V_{bT,Ed}$ and $V_{tT,Ed}$ may be distributed between the Tees in order to minimise $M_{wp,Ed}$ as obtained in D.3.4(2).

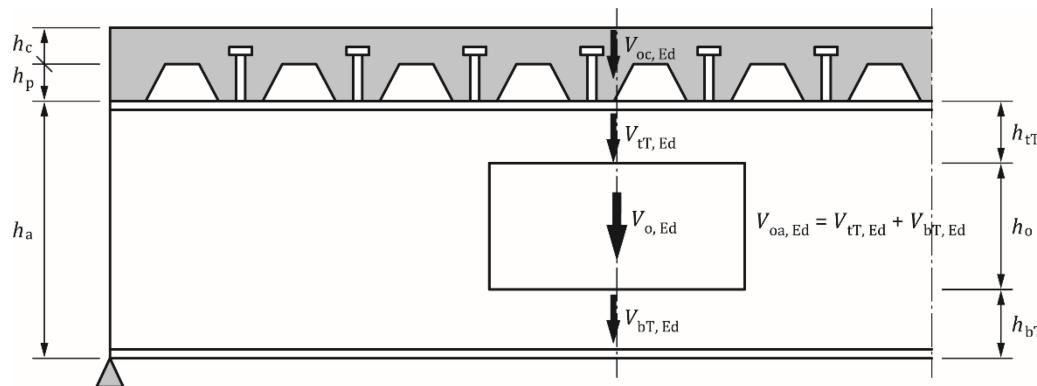


Figure D.4 — Shear forces at an opening

D.3.4 Forces and moments in web-posts between closely spaced openings

(1) The forces acting on the web-post between closely spaced openings in a composite beam are shown in Figure D.5. The horizontal shear force, $V_{wp,Ed}$, acting on the web-post of a composite beam is given by the difference of the axial forces in the bottom Tees. $V_{wp,Ed}$ may be obtained by the larger of:

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{av,Ed} s_0}{h_a - z_{bT} + d_c} \quad (\text{D.15})$$

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{av,Ed} s_0 - \Delta N_{oc,Ed} (z_{tT} + d_c)}{h_a - z_{bT} - z_{tT}} \quad (\text{D.16})$$

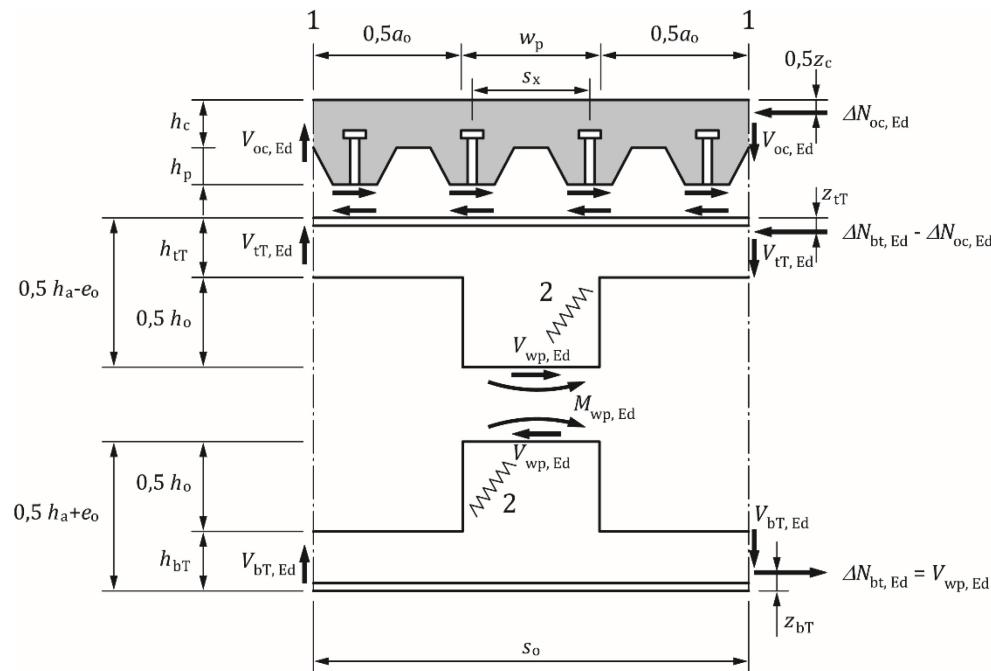
where:

$\Delta N_{oc,Ed}$ is the compression force developed by the shear connectors placed between the centre-lines of adjacent openings, which may be obtained by:

$$\Delta N_{oc,Ed} = P_{Rd} s_0 \left(\frac{n_r}{s_x} \right)$$

n_r/s_x is the number of shear connectors per unit length along the beam over the opening;

- s_o is the spacing between the centre-lines of the adjacent openings;
 $V_{av,Ed}$ is the average value of the shear forces at the centre of the adjacent openings.

**Key**

- 1 Centre-lines of openings
 2 Compression in web-post

Figure D.5 — Forces and moment in the web-post between rectangular openings

(2) The in-plane moment, $M_{wp,Ed}$, acting at the centre-line of the web post, may be obtained by:

$$M_{wp,Ed} = (V_{av,Ed} - 2 V_{bt,Ed}) \frac{s_o}{2} + V_{wp,Ed} \left(e_o + \frac{z_{tT} - z_{bT}}{2} \right) - \frac{\Delta N_{oc,Ed}}{2} (z_{tT} + d_c) \quad (\text{D.17})$$

where:

- e_o is the eccentricity of the openings to the centre of the steel section

- $V_{bt,Ed}$ is the shear force in the bottom Tee taken as the average of the shear in the adjacent openings.

NOTE See D.1.2 (4), (5) and (6) for the scope of application of Formulas (D.15) to (D.17).

D.3.5 Classification for global bending

(1) For global bending resistance, the cross-sections should be classified at each web-opening. At the opening, the flange and the web outstand, treated as an "outstand flange", should be classified in accordance with 7.5.2.

(2) Rules defined in FprEN 1993-1-13:2023, 7.4(2) to (4) may be applied.

D.3.6 Classification for *Vierendeel* bending

(1) FprEN 1993-1-13:2023, 7.5 applies.

D.4 Ultimate Limit States**D.4.1 Design rules****D.4.1.1 General**

(1) The overall design of composite beams with web openings should be verified in accordance with Clause 8. Additional verifications for composite beams with large web openings should be considered in the region affected by the openings for:

- a) Global bending resistance (see D.4.1.2);
- b) Global shear resistance (see D.4.1.3);
- c) Resistance to *Vierendeel* bending including the composite *Vierendeel* bending resistance (see D.4.1.4);
- d) Web buckling resistance in the case of widely spaced openings (see D.4.1.5);
- e) Web-post buckling, shear and bending resistance in the case of closely spaced openings (see D.4.2);

(2) The rules relevant to steel sections with web openings in EN 1993-1-13 should be applied taking account of the distribution of internal forces in composite beams in accordance with D.3.

(3) The spacing of the shear connectors in the region of the openings should not exceed $0,5 a_0$ for rectangular or elongated openings or $0,7 h_0$ for circular and hexagonal openings, to ensure effective composite action for *Vierendeel* bending. If this is not satisfied, the *Vierendeel* bending resistance due to composite action should be ignored.

NOTE The rules for the minimum spacing of connectors are given in 8.6.10.7(4).

(4) Supplementary rules are given in Annex E for the case where the bending resistance of the concrete slab adds to the *Vierendeel* bending resistance due to composite action.

(5) For beams with widely spaced circular openings or for other shapes of openings, the degree of shear connection should be calculated for the solid web composite beam and should satisfy the requirements of 8.6.3.3. For the application of Formula (8.13), the utilisation ratio ρ_m of a composite beam with web openings should be obtained by:

$$\rho_m = \max \left\{ \frac{M_{Ed}}{0,95 M_{Rd}(\eta)}, \frac{N_{bT,Ed}}{N_{bT,Rd}}, \frac{N_{tT,Ed}}{N_{tT,Rd}}, \frac{N_{oc,Ed}}{b_{eff} h_c f_{cd}} \right\} \quad \text{and } 0,8 \leq \rho_m \leq 1 \quad (\text{D.18})$$

where:

$$M_{Ed} / M_{Rd}$$

for gross cross-sections as in 8.6.3.3(3).

$$N_{bT,Ed} / N_{bT,Rd}, N_{tT,Ed} / N_{tT,Rd}, N_{oc,Ed}$$

as defined in D.4.1.2(3), (4) and (6) respectively for cross-sections at opening centres.

D.4.1.2 Global bending resistance

(1) The verification of global bending resistance in paragraphs (3) to (8) is based on verification of axial forces in the elements of the cross-section.

(2) For small openings as defined in D.1.2(3), the global bending resistance may be verified in accordance with 8.2.1, by excluding the area of the opening.

(3) The resistance of the bottom Tee to tension is adequate provided that:

Printed copies are uncontrolled

$$\frac{N_{bT,Ed}}{N_{bT,Rd}} \leq 1,0 \quad (D.19)$$

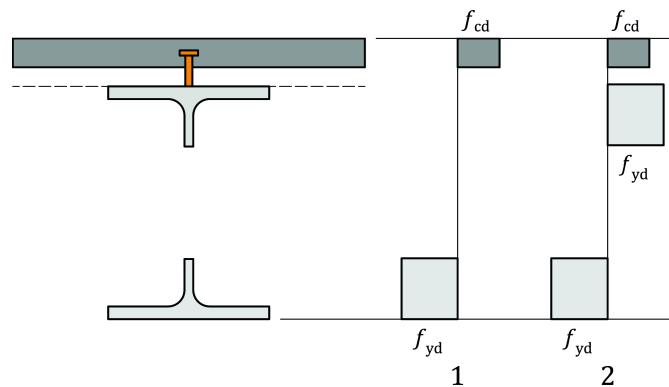
where:

$N_{bT,Ed}$ is the tensile design force in the bottom Tee, obtained in accordance with D.3.2;

$N_{bT,Rd}$ is the tensile design resistance, given by:

$$N_{bT,Rd} = A_{a,bT} f_{yd} \quad (D.20)$$

$A_{a,bT}$ is the area of the gross cross-section of the bottom Tee.



Key

- 1 $N_{c,Ed} < N_{c,Rd}$ and $N_{tT,Ed} = 0$
- 2 $N_{c,Ed} = N_{c,Rd}$ and $N_{tT,Ed} > 0$

Figure D.6 — Plastic distribution of stresses at an opening in pure global bending

(4) The resistance of the top Tee to axial force is adequate provided that:

$$\left| \frac{N_{tT,Ed}}{N_{tT,Rd}} \right| \leq 1,0 \quad (D.21)$$

where:

$N_{tT,Ed}$ is the design axial force in the bottom Tee, obtained in accordance with D.3.2;

$N_{tT,Rd}$ is the design axial resistance, given by:

$$N_{tT,Rd} = A_{a,tT} f_{yd} \quad (D.22)$$

$A_{a,tT}$ is the gross area for Class 1 to 3 cross-sections or the effective area for Class 4 cross-section, where the Class of the Tee cross-section is defined in accordance with D.3.5.

(5) In the presence of high shear force in the steel profile, the moment-shear interaction should be taken into account in the calculation of $N_{bT,Rd}$ and $N_{tT,Rd}$ in accordance with D.4.1.3(5).

(6) The resistance of the slab to compression is adequate provided that:

$$\frac{N_{oc,Ed}}{N_{oc,Rd}} \leq 1,0 \quad (D.23)$$

where:

$N_{oc,Ed}$ is the compression design force in the slab, obtained in accordance with D.3.2;

$N_{oc,Rd}$ is the compression design resistance, given by:

$$N_{oc,Rd} = b_{\text{eff}} h_c f_{cd} \leq N_{sl,Rd} \quad (\text{D.24})$$

$N_{sl,Rd}$ is the cumulated shear resistance of the connectors placed between the nearer support and the centre-line of the opening;

b_{eff} is the effective width of the slab determined at the centre-line of the opening.

(7) The resistance of the slab to compression at the high-moment end of the opening should be verified by the following:

$$N_{oc,Ed} + \frac{n_r P_{Rd} a_0}{2 s_x} \leq b_{hm,eff} h_c f_{cd} \quad (\text{D.25})$$

where:

$b_{hm,eff}$ is the effective width of the slab determined at the high-moment end of the opening;

n_r is the number of rows of shear connectors;

s_x is the longitudinal spacing of the rows above the opening.

(8) Checks on the stability of the composite top Tee in the plane of the web may be omitted provided the opening length satisfies:

$a_{\text{eff}} \leq 12 h_{tT}$ for unstiffened openings;

$a_{\text{eff}} \leq 16 h_{tT}$ for longitudinally stiffened openings.

where

a_{eff} is the effective opening length defined in D.2.2(2);

h_{tT} is the depth of the top Tee.

D.4.1.3 Shear resistance of composite beam at web opening

(1) The shear resistance of the top Tee, bottom Tee and concrete slab should be checked using the assumed distribution of internal forces in accordance with D.3.

(2) The resistance to shear forces in the Tees should be checked by:

$$V_{tT,Ed} \leq V_{tT,Rd} \text{ and } V_{bT,Ed} \leq V_{bT,Rd} \quad (\text{D.26})$$

where:

$V_{tT,Ed}$ and $V_{bT,Ed}$ in accordance with D.3.3;

$V_{tT,Rd}$ and $V_{bT,Rd}$ are the plastic shear resistance of the top and bottom Tees respectively, given by:

$$V_{bT,Rd} = \frac{A_{v,bT} f_{yd}}{\sqrt{3}} \text{ and } V_{tT,Rd} = \frac{A_{v,tT} f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{D.27})$$

(3) The resistance of flexible slabs to shear forces should be checked by:

Printed copies are uncontrolled

$$\frac{V_{oc,Ed}}{V_{oc,Rd}} \leq 1,0 \quad (D.28)$$

where:

$V_{oc,Rd}$ is the shear resistance of the concrete slab at the opening position, given by:

$$V_{oc,Rd} = \frac{n_r P_{Rd}}{s_x} \left(d_c - \frac{1}{2} \frac{N_{oc,Ed}}{b_{eff} f_{cd}} \right) \leq V_{c,Rd} \quad (D.29)$$

$V_{c,Rd}$ is the shear resistance of the concrete slab as defined in (4);

d_c see D.3.2 (2).

NOTE Flexible slabs are slabs where the flexural stiffness can be neglected, see D.1.1(6).

(4) The shear resistance of the concrete slab may be obtained in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2, using the section width $b_{eff,V}$ defined by Formula (D.2). Alternatively a strut and tie model in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.5 may be used. The minimum value of $V_{c,Rd}$ at either end of the opening may be taken.

(5) For each Tee cross-section, when $V_{iT,Ed} > \eta_V V_{iT,Rd}$, the effect of high vertical shear force on the resistance to moment and axial force should be taken into account by reducing the yield strength of the shear area of the Tee in accordance with EN 1993-1-1:2022, 2.10(3).

NOTE The value of η_V is 0,5 unless the National Annexes provide an other value.

D.4.1.4 Shear resistance for Vierendeel bending

(1) The shear resistance due to *Vierendeel* bending at openings with locally flexible slabs [see NOTE in D.4.1.3(3)] should satisfy:

$$\frac{V_{o,Ed}}{V_{Vier,Rd}} \leq 1,0 \quad (D.30)$$

(2) The shear resistance due to *Vierendeel* bending is given by:

$$V_{Vier,Rd} = \frac{2 (M_{NV,bT,Rd} + M_{NV,tT,Rd}) + k_a M_{vc,Rd}}{a_{eq}} \quad (D.31)$$

where:

$M_{NV,bT,Rd}$ and $M_{NV,tT,Rd}$ are the bending resistances of bottom and top Tees respectively, reduced by the effects of shear in accordance with FprEN 1993-1-13:2023, 8.2(2) or (3) and of tension or compression in accordance with FprEN 1993-1-13:2023, 8.4(6).

a_{eq} is the equivalent opening length for *Vierendeel* bending given in D.2.2(1).

k_a is a reduction factor to the *Vierendeel* bending resistance due to local composite action to take account of effects due to deformation across the opening and tensile forces in the shear connectors, and is given in (5) and (6).

(3) When the condition given in D.4.1.1(3) is fulfilled, the contribution to *Vierendeel* bending resistance from composite action of the top Tee with the concrete slab is given by:

$$M_{vc,Rd} = \left(V_{oc,Rd} + \frac{n_r P_{Rd}}{s_x} z_{tT} \right) a_{eq} \quad (D.32)$$

(4) For short unstiffened openings in which $a_{eff} \leq 5 h_{tT}$ or short stiffened openings in which $a_{eff} \leq 7 h_{tT}$, the factor k_a in (2) may be taken as 1,0.

Where a_{eff} is the effective opening length defined in D.2.2(2).

(5) For un-stiffened openings, the reduction factor k_a is given by:

$$k_a = \left(1 - \frac{a_{eff}}{25 h_{tT}} \right) \quad (D.33)$$

(6) For beams with longitudinally stiffened openings, in which the total cross-sectional area of the stiffeners satisfies the limits in FprEN 1993-1-13:2023, 8.1.3(1), k_a is given by:

$$k_a = \left(1 - \frac{a_{eff}}{35 h_{tT}} \right) \quad (D.34)$$

D.4.1.5 Web buckling next to widely spaced openings

(1) For widely spaced openings, the web buckling resistance next to the openings should be verified in accordance with FprEN 1993-1-13:2023, 8.5.2, where the compressive force in the web, $N_{w,Ed}$, is taken as the larger of $V_{tT,Ed} + V_{oc,Ed}$ and $V_{bT,Ed}$.

(2) Web buckling next to web openings does not need to be checked for composite beams if:

$$\begin{aligned} h_o &\leq 30 t_w \varepsilon && \text{for circular, hexagonal and elongated openings;} \\ h_o &\leq 18 t_w \varepsilon && \text{for rectangular openings.} \end{aligned}$$

D.4.2 Rules for closely spaced openings

D.4.2.1 General

(1) These rules supplement the general rules given in D.4.1 and apply to composite beams with closely spaced web openings as defined in D.1.2(4) and (5).

D.4.2.2 Minimum degree of shear connection

(1) For composite beams with regular closely spaced circular web openings, Formula (8.13) in 8.6.3.3(2) may be replaced by:

$$\eta \geq \eta_0 \left(1 - \frac{0,7 h_0}{h_a} \frac{A_{a,tT}}{A_{a,bT}} \right) \rho_m^2 \geq \eta_{min} \quad (D.35)$$

where:

η, η_0, η_{min} see 8.6.3.3(3);

ρ_m see D.4.1.1(5);

$A_{atT}/A_{a,bT}$ is the ratio of cross-sectional areas of the bottom and top Tees.

D.4.2.3 Shear and bending resistance between openings

- (1) The resistance to web-post bending should be checked in accordance with FprEN 1993-1-13:2023, 8.6.2(2) for circular, hexagonal or elongated openings and in accordance with FprEN 1993-1-13:2023, 8.6.2(3) for rectangular openings.
- (2) The resistance to shear force should be checked in accordance with FprEN 1993-1-13:2023, 8.6.4.
- (3) For beams composed of two rolled steel sections, the web-post shear and bending resistance should be obtained using the minimum web thickness.
- (4) The design shear force $V_{wp,Ed}$ and the design moment $M_{wp,Ed}$ used in (1) and (2) should be obtained in accordance with D.3.

D.4.2.4 Web post buckling

- (1) The web post buckling resistance should be checked in accordance with FprEN 1993-1-13:2023, 8.6.3, using the shear force $V_{wp,Ed}$ and the moment $M_{wp,Ed}$ as given in D.3.4.

D.5 Serviceability Limit States

(1) Web openings lead to additional bending and shear deflections, which should be calculated by a suitable method based on elastic principles including composite action at an opening. The calculation of the additional deflections should consider the reduction in the second moment of area due to the opening, *Vierendeel* bending of the Tee sections above and below the opening, and the flexibility of the web-posts and end posts.

(2) For simply supported uniformly loaded composite beams, the combined additional bending and *Vierendeel* bending deflection at mid-span due to a single opening at position, x_o , from the nearer support may be taken as:

$$\frac{w_{add}}{w_b} = r_{w1} + r_{w2} \quad \text{for} \quad x_o \leq 0,5 L \quad (\text{D.39})$$

$$r_{w1} = 19,2 \left(1 - \frac{x_o}{L}\right) \left(\frac{x_o}{L}\right)^2 \frac{a_{eff}}{L} \left(\frac{I_{1,gross} - I_{1,net}}{I_{1,net}}\right)$$

$$r_{w2} = 1,6 \left(\frac{I_{1,gross}}{I_{bT} + I_{tT1}}\right) \left(1 - \frac{2x_o}{L}\right) \left(\frac{a_{eff}}{h_a}\right)^3 \left(\frac{h_a}{L}\right)^3$$

where:

w_{add} is the additional mid-span deflection of the beam due to the opening;

w_b is the pure bending deflection of the composite beam calculated using $I_{1,gross}$;

$I_{1,gross}$ is the second moment of area of the equivalent composite section with a solid web;

$I_{1,net}$ is the second moment of area of the equivalent composite section at the centre of the opening;

I_{bT} is the second moment of area of the bottom Tee;

$I_{\text{tT}1}$ is the second moment of area of the equivalent composite top Tee with an effective slab width $b_{\text{eff},b}$ given in D.2.3(2);

a_{eff} is the effective opening length defined in D.2.2(2);

L is the span length.

The formulae for r_{w1} and r_{w2} do not include the effect of the flexibility of the web-post between openings. They may be used to calculate the total additional deflection due to more than one opening provided they are widely spaced.

NOTE Widely spaced openings are defined in D.1.2(8).

(3) For composite beams with multiple regularly spaced circular or hexagonal openings subject to uniformly distributed loading, the additional mid-span deflection relative to the pure bending deflection of the composite beam with a solid web may be estimated using the following formulae, provided that the ratio of the span length to the total depth is between 15 and 25 and the ratio of the depth of the slab to that of the steel beam is between 0,15 and 0,3:

$$\frac{w_{\text{add}}}{w_b} = 3 n_{\text{bo}} \left(\frac{h_o}{h_a} \right)^3 \left(\frac{h_a}{L} \right)^{1,5} \quad \text{for } w_p \geq 0,5 h_o \quad (\text{D.40})$$

$$\frac{w_{\text{add}}}{w_b} = 1,5 n_{\text{bo}} \left(\frac{h_o}{h_a} \right)^3 \left(\frac{h_o}{w_p} \right) \left(\frac{h_a}{L} \right)^{1,5} \quad \text{for } w_p < 0,5 h_o \quad (\text{D.41})$$

where: n_{bo} is the number of openings along the beam.

(4) For openings in which a_{eff} exceeds $2 h_o$, the relative deflection due to *Vierendeel* bending across the opening may be determined from:

$$w_{v,\text{add}} = \frac{V_{o,\text{ser,Ed}} a_{\text{eff}}^3}{12 E (I_{\text{T},1} + I_{\text{bT}})} \quad (\text{D.42})$$

where:

$V_{o,\text{ser,Ed}}$ is the shear force at the centre-line of the opening at the serviceability limit state;

$I_{\text{tT}1}$ is the second moment of area of the equivalent composite top Tee with an effective slab width $b_{\text{eff},b}$ given in D.2.3(2);

I_{bT} is the second moment of area of the bottom Tee.

(5) When a_{eff} exceeds $2h_o$, $w_{v,\text{add}}$ should not exceed $a_{\text{eff}}/150$. For slabs where crack control is required, $w_{v,\text{add}}$ should not exceed $a_{\text{eff}}/200$.

Annex E
(informative)

Composite beams with web-openings and stiff slabs

E.1 Scope

(1) This Annex supplements Annex D for widely spaced web openings with stiff slabs. The rules allow for additional *Vierendeel* resistance and provide checks for brittle failure modes due to slab shear and tension on the shear connectors.

(2) All the design rules given in Annex D should be applied to web openings with stiff slabs, except as given in E.3.

(3) At an opening location, the slab should be considered to be locally stiff when both of the following conditions apply:

- $h_c \geq h_{ts,lim} = h_{tfT}$
- the longitudinal reinforcement ratio is greater than $\rho_{st,lim} = 0,3\%$, based on the cross-sectional area of the slab over the effective width, $b_{eff,b}$, given in D.2.3(2).

(4) For composite beams with regular closely spaced circular openings, slabs may always be considered to be locally flexible.

(5) Composite beams not covered by (4) with adjacent openings where $s_0 < 2 a_{eq}$ and a locally stiff slab in accordance with (3) are outside the scope of this Annex.

E.2 Analysis

(1) The flexural stiffness of the slab over the opening leads to significant moments in the slab (Figure E.1). At the low moment end of the opening, the moment in the slab, $M_{A,Ed}$, leads to compression in the bottom of the slab. At the high moment end, the moment, $M_{B,Ed}$, leads to compression at the top of the slab. The calculation of the axial forces at the openings should take this into account.

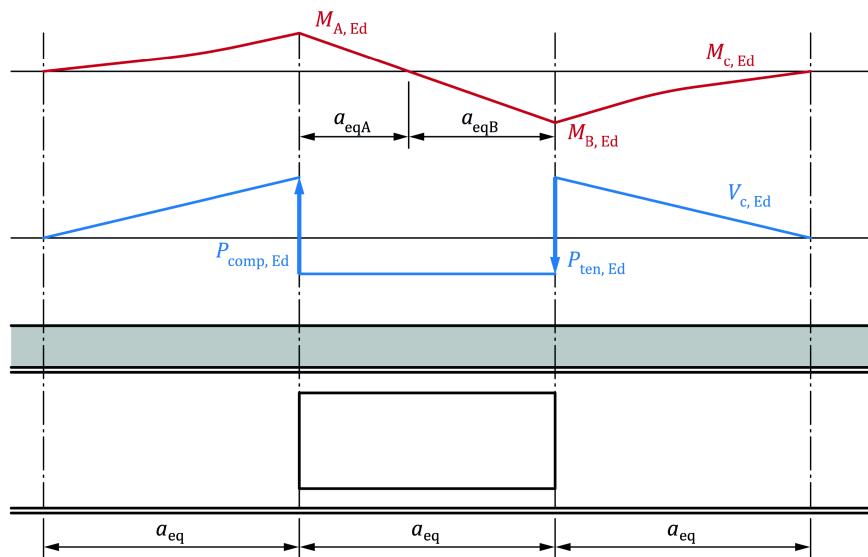


Figure E.1 — Local shear force and bending moment acting in a locally stiff slab around a rectangular web opening

(2) The moments in the slab lead to tension in the shear connectors adjacent to the high moment end of the opening and significant shear in the slab. As the modes of failure due to the tension and shear are brittle, a conservative estimate of the slab moments should be assumed. In the absence of advanced analysis, the following (3) to (7) may be assumed for the analysis.

(3) The calculation of the axial forces at the centre of the openings should be in accordance with D.3.2 but the centre of compression in the slab should be assumed to be at mid height and the distance d_c taken as $h_p + 0,5 h_c$. When calculating the additional force in the concrete due to shear connectors over the opening, those connectors within $0,5 h_c$ of the high moment end should be neglected.

(4) The moment resistances of the slab at the ends of the openings, $M_{A,Rd}$ and $M_{B,Rd}$, should be calculated in accordance with EN 1992-1-1 about the mid-height of the slab taking into account the presence of axial force.

(5) The maximum possible shear in the slab at the centre of the opening should be calculated. This may be taken as the shear on the composite beam, $V_{o,Ed}$, less that which is associated with the elastic Vierendeel resistance of the steel Tees and that due to local composite action over the opening. The shear associated with bending in the slab may therefore be taken as that determined from:

$$V_{\text{slab}} = V_{o,Ed} - \frac{2 (M_{\text{elN,tT}} + M_{\text{elN,bT}})}{a_{\text{eq}}} - n_r P_{\text{Rd}} \frac{d_c}{s_x} \quad (\text{E.1})$$

Where:

- $M_{\text{elN,tT}}$ is the moment required to cause yielding in the top steel Tee at the high moment end of the opening taking into account any axial force;
- $M_{\text{elN,bT}}$ is the moment required to cause yielding in the bottom steel Tee at the low moment end of the opening taking into account the axial force;
- d_c/s_x should not be taken as more than 0,5 with d_c as given in (3).

(6) Alternatively when the sequence of construction is known, the shear in the slab may be taken as the total shear less any shear applied to the steel during construction.

(7) The applied moments in the slab may be assumed to be proportional to the shear in the slab:

Printed copies are uncontrolled

$$M_{A,Ed} = \frac{V_{\text{slab}} a_{\text{eq}}}{M_{A,Rd} + M_{B,Rd}} M_{A,Rd} \leq M_{A,Rd} \quad (\text{E.2})$$

$$M_{B,Ed} = \frac{V_{\text{slab}} a_{\text{eq}}}{M_{A,Rd} + M_{B,Rd}} M_{B,Rd} \leq M_{B,Rd} \quad (\text{E.3})$$

(8) The moment in the slab at the lower moment end of the opening, $M_{A,Ed}$, causes a vertical compression force, $P_{\text{comp},Ed}$, to act on the slab. At ultimate limit state, $P_{\text{comp},Ed}$ may be obtained by:

$$P_{\text{comp},Ed} = 2 \left| M_{A,Ed} \right| \frac{a_{\text{eqA}} + 0,5 a_{\text{eq}}}{a_{\text{eqA}} a_{\text{eq}}} \quad (\text{E.4})$$

where a_{eqA} is the distance from the lower moment end of the opening to the point where the local moment in the slab is equal to 0 (see Figure E.1). a_{eqA} may be obtained by:

$$a_{\text{eqA}} = a_{\text{eq}} \frac{\left| M_{A,Ed} \right|}{\left| M_{A,Ed} \right| + \left| M_{B,Ed} \right|} \quad (\text{E.5})$$

(9) The vertical tension force acting on the group of shear connectors at the higher moment side of the opening may be obtained by:

$$P_{\text{ten},Ed} = 2 \left| M_{B,Ed} \right| \frac{a_{\text{eqB}} + 0,5 a_{\text{eq}}}{a_{\text{eqB}} a_{\text{eq}}} \quad (\text{E.6})$$

where a_{eqB} is the distance from the higher moment end of the opening to the point where the local moment in the slab is equal to 0. a_{eqB} may be obtained by:

$$a_{\text{eqB}} = a_{\text{eq}} - a_{\text{eqA}} = a_{\text{eq}} \frac{\left| M_{B,Ed} \right|}{\left| M_{A,Ed} \right| + \left| M_{B,Ed} \right|} \quad (\text{E.7})$$

(10) The tension force in the shear connectors may be taken as acting over a length equal to 2 ($h_c + h_p$), which should include a maximum group of two lines of shear connectors.

NOTE The acting length extends from 0,5 ($h_c + h_p$) inside the actual opening to 1,5 ($h_c + h_p$) outside the opening, see Figure E.2.

E.3 Additional checks at ultimate limit states for widely spaced openings with locally stiff slabs

E.3.1 General

(1) The overall design of composite beams with web openings should be verified in accordance with Clause 8 and Annex D. Additional verifications for composite beams with large web openings and stiff slabs should be considered in the region affected by the openings for:

- a) Global bending resistance (see E.3.2);
- b) Global shear resistance (see E.3.3);
- c) Resistance to *Vierendeel* bending including the composite *Vierendeel* bending resistance (see E.3.4);
- d) Resistance of the connection at the opening edges (see E.3.5);

- e) Web buckling resistance (see E.3.6);
- f) Resistance of transverse reinforcement to local loads (see E.3.7).

E.3.2 Global bending resistance

(1) The verification of global bending resistance should be carried out in accordance with D.4.1.2 using the forces calculated in E.2.

E.3.3 Global shear resistance

(1) The applied shear in the concrete slab should be determined from:

$$V_{oc,Ed} = \frac{M_{A,Ed} + M_{B,Ed}}{a_{eq}} + n_r P_{Rd} \frac{d_c}{s_x} \quad (\text{E.8})$$

In Formula (E.8) the ratio d_c/s_x should not be taken as more than 0,5 with d_c as given in E.2(3).

(2) $V_{oc,Ed}$ should be less than the shear resistance of the concrete slab, $V_{oc,Rd}$, given in D.4.1.3(3).

(3) Alternatively the shear resistance of the slab may be calculated using the strut and tie provisions of EN 1992-1-1:2023, 8.5.

(4) The difference between the total shear applied to the beam, $V_{o,Ed}$, and that applied to the slab should be able to be resisted by the steel Tees in accordance with D.4.1.3(2).

(5) The requirements of EN 1992-4:2018, Annex A.2 should be met.

E.3.4 Resistance to *Vierendeel* bending

(1) For rectangular or elongated openings with an edge to edge spacing, $s_o \geq 2 a_{eq}$, and where the Class of the Tees in accordance with D.3.6 is 1 or 2, the contribution of the bending moments in a locally stiff slab, as shown in Figure E.2, to the overall *Vierendeel* resistance may be considered.

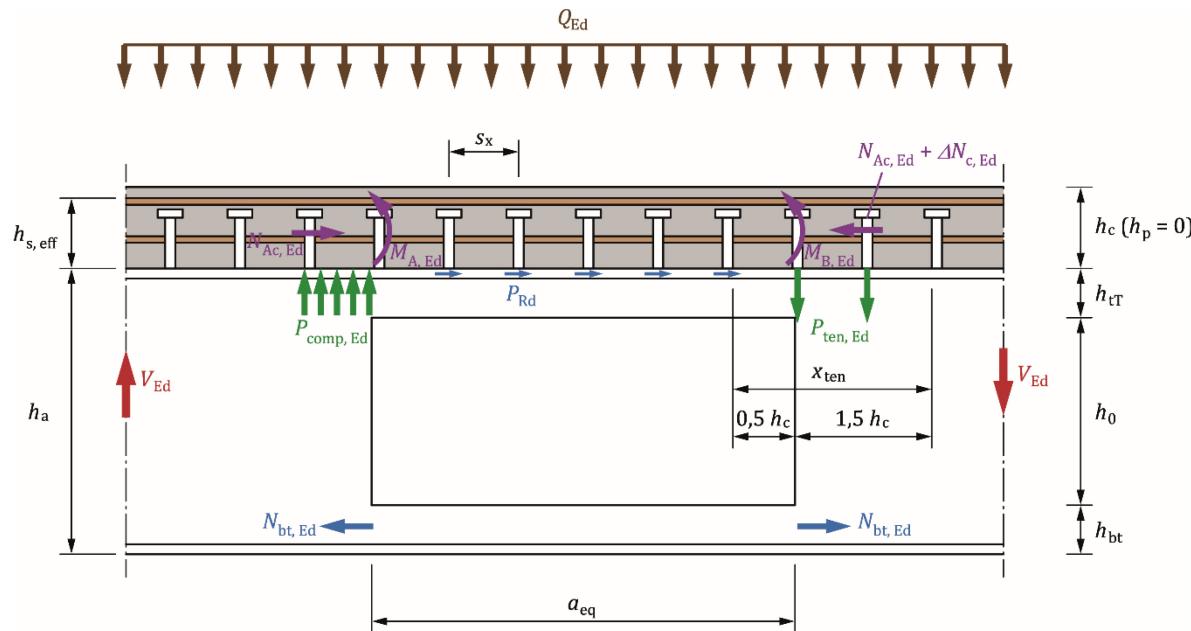


Figure E.2 — Shear and tension forces acting in a solid concrete slab at a rectangular web opening

(2) The resistance to shear by *Vierendeel* bending should satisfy Formula (E.9):

$$\frac{V_{0,Ed}}{V_{Vier,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{E.9})$$

(3) The resistance $V_{Vier,Rd}$ to shear by Vierendeel bending, including the moments acting in the solid slab, is determined from:

$$V_{Vier,Rd} = \frac{2 M_{NV,bT,Rd} + 2 M_{NV,tT,Rd} + M_{vc,Rd} + M_{c,Rd}}{a_{eq}} \quad (\text{E.10})$$

Where:

$M_{c,Rd}$ is the bending resistance of the slab for the Vierendeel effect, given by:

$$M_{c,Rd} = M_{A,Ed} + M_{B,Ed} \quad (\text{E.11})$$

$M_{A,Ed}$ and $M_{B,Ed}$ are the bending moments in the slab calculated in E.2.

NOTE The values of moment used can be less than the resistances of the sections. These are used because they are consistent with the calculated applied shear in the slab.

(4) When the condition in D.4.1.1(3) is satisfied, the contribution from composite action of the top Tee with the concrete slab $M_{vc,Rd}$ is determined from:

$$M_{vc,Rd} = n_r P_{Rd} \left(a_{eq} - 0,5 h_c \right) \left(\frac{d_c}{s_x} + \frac{z_{tT}}{s_x} \right) \quad (\text{E.12})$$

In Formula (E.12), the ratio d_c/s_x should not be taken as more than 0,5, with d_c as given in E.2(3).

E.3.5 Resistance of the shear connection at the opening edges

(1) The resistance of the shear connectors to the tension force acting on the group of shear connectors at the higher moment end of the opening is satisfied if:

$$\frac{P_{ten,Ed}}{n_t P_{ten,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{E.13})$$

$$\frac{P_{s,Ed}}{P_{Rd}} + \frac{P_{ten,Ed}}{n_t P_{ten,Rd}} \leq 1,2 \quad (\text{E.14})$$

where:

n_t is the number of shear connectors in the group acting in tension defined in E.2(10).

$P_{s,Ed}$ is the longitudinal shear force acting on a shear connector over the opening that is used to develop the *Vierendeel* bending resistance due to composite action, which may be taken as:

$$\frac{P_{s,Ed}}{P_{Rd}} = \max\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Vier,Rd}}; \rho_m\right) \quad (\text{E.15})$$

$P_{ten,Rd}$ is the tension resistance of a shear connector in a slab – for headed studs see Annex H, where $\psi_{ec,N}$ in Formula (H.11) may be assumed equal to 1,0.

P_{Rd} is the shear resistance of a shear connector – for headed studs, see 8.6.8 and 8.6.9.

ρ_m is as given by Formula D.18 but can be less than 0.8.

E.3.6 Resistance to web buckling

(1) For widely spaced openings with a locally stiff slab, the web buckling resistance next to the openings should be verified in accordance with FprEN 1993-1-13:2023, 8.5.2, where the compressive force in the web, $N_{w,Ed}$, is taken as the larger of $V_{tT,Ed} + V_{oc,Ed} + P_{comp,Ed}$ and $V_{bT,Ed}$.

E.3.7 Resistance of transverse reinforcement to local loads

(1) The resistance of the bottom transverse reinforcement should be verified using the following:

$$\frac{V_{oc,Ed}}{F_{tr,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{E.16})$$

(2) $F_{tr,Rd}$ is the resistance of transverse reinforcement to local loads. $F_{tr,Rd}$ may be obtained using the simplified Formula (E.17).

$$F_{tr,Rd} = \frac{\rho_t}{\rho_{min}} 0,006 h_c d_{s,c,b} f_{sd} \quad (\text{E.17})$$

where

h_c and $d_{s,c,b}$ are defined in mm and $F_{tr,Rd}$ is in kN.

$d_{s,c,b}$ is the distance of the centroid of the bottom reinforcement to the top of the slab;

ρ_t is the transverse reinforcement ratio;

ρ_{min} is the minimum reinforcement ratio, equal to 0,2 %.

Adequately anchored sheeting may be accounted for in the calculation of ρ_t .

Annex F
(normative)

Headed studs that cause splitting forces in the direction of the slab thickness

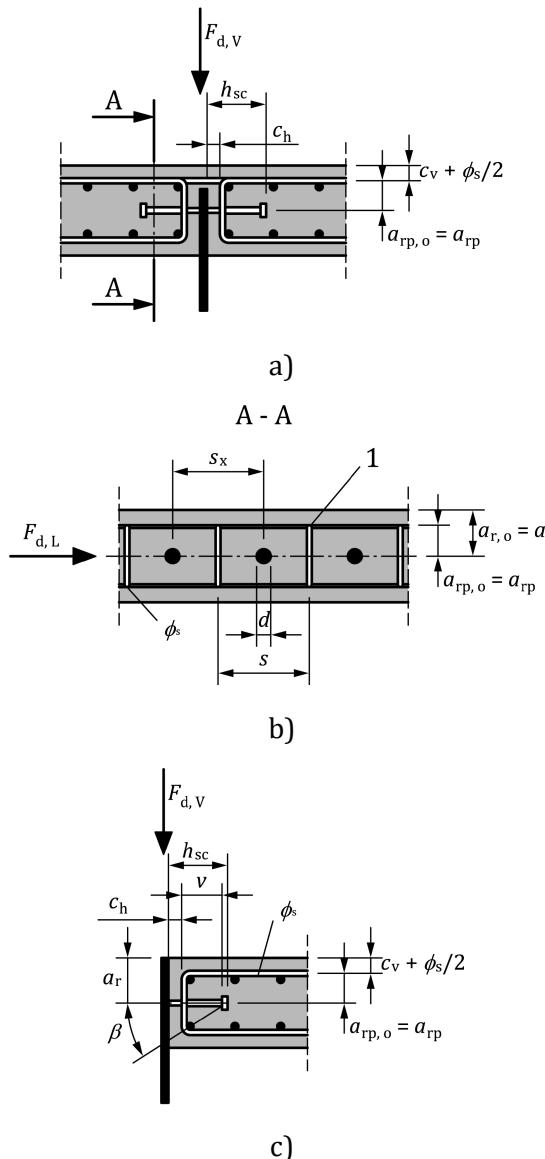
F.1 Design resistance and detailing

(1) The design longitudinal shear resistance of a headed stud in accordance with 8.6.8.1, that causes splitting forces in the direction of the slab thickness, see Figure F.1, should be the lowest value given by Formula (F.1), and Formulas (8.23) and (8.24). This resistance should be used for ultimate limit states other than fatigue.

$$P_{L,Rd} = \frac{1,4 k_v (f_{ck} d a_{rp})^{0,4} (s_x/s)^{0,3}}{\gamma_v} \quad [\text{kN}] \quad (\text{F.1})$$

where:

- a_{rp} is the effective edge distance, given by: $a_{rp} = a_r - c_v - \phi_s/2 \geq 50 \text{ mm}$;
- a_r is the distance between the axis of the stud and the closest concrete surface;
- k_v = 1,0 for shear connection in an edge position (see Figure F.1);
= 1,14 for shear connection in an internal position;
- γ_v is the partial factor for shear connectors – see 4.4.1.2(5);
- f_{ck} is the characteristic cylinder strength of the concrete in N/mm²;
- d is the diameter of the shank of the stud with $19 \leq d \leq 25 \text{ mm}$;
- h_{sc} is the length after welding of the headed stud with $h_{sc}/d \geq 4$;
- s_x is the longitudinal spacing of studs with $110 \leq s_x \leq 440 \text{ mm}$;
- s is the spacing of the stirrups with $s_x/2 \leq s \leq s_x$ and $s/a_{rp} \leq 3$;
- ϕ_s is the diameter of the stirrups with $\phi_s \geq 8 \text{ mm}$;
- ϕ_l is the diameter of the longitudinal reinforcement with $\phi_l \geq 10 \text{ mm}$;
- c_v is the nominal concrete cover in accordance with Figure F.1 in mm.

**Key**

- 1 transverse reinforcement
- a internal position
- b edge position
- c section A-A

Figure F.1 — Position and geometrical parameters of headed studs positioned close to a concrete surface

(2) A failure by pull-out of the stud at the edge of the slab should be prevented by fulfilling the following conditions:

$$\text{Uncracked concrete: } \beta_r \leq 30^\circ \text{ or } v \geq \max\{110 \text{ mm}; 1,7 a_{rp}; 1,7 s / 2\}$$

$$\text{Cracked concrete: } \beta_r \leq 23^\circ \text{ or } v \geq \max\{160 \text{ mm}; 2,4 a_{rp}; 2,4 s / 2\}$$

with v and β_r as shown in Figure F.1.

Alternatively, the pull-out of the stud may be verified in accordance with EN 1992-4.

NOTE 1 If tension forces in the studs occur from global loading, their influence is to be taken into account e.g. by verification in accordance with EN 1992-4.

NOTE 2 Annex H specifies the tensile resistance of headed studs under certain conditions.

(3) The influence of vertical shear on the design resistance of a stud connector supporting a slab edge should be taken into account. The interaction may be verified by the following:

$$\left(\frac{F_{L,Ed}}{P_{L,Rd}} \right)^{1,2} + \left(\frac{F_{V,Ed}}{P_{V,Rd}} \right)^{1,2} \leq 1 \quad (\text{F.2})$$

where

$F_{L,Ed}$ is the design longitudinal shear force;

$F_{V,Ed}$ is the design vertical shear force;

$P_{V,Rd}$ is the design vertical shear resistance, determined from:

$$P_{V,Rd} = \frac{0,012 (f_{ck} \phi_l)^{0,5} (d s_x / s)^{0,4} (\phi_s)^{0,3} (a_{rp,o})^{0,7} k_v}{\gamma_V} \quad [\text{kN}] \quad (\text{F.3})$$

where:

$a_{rp,o}$ is the relevant effective edge distance, with: $a_{rp,o} = a_{r,o} - c_v - \phi_s / 2 \geq 50 \text{ mm}$;

$a_{r,o}$ is the distance between the axis of the stud and the slab surface where the concrete cone failure would appear.

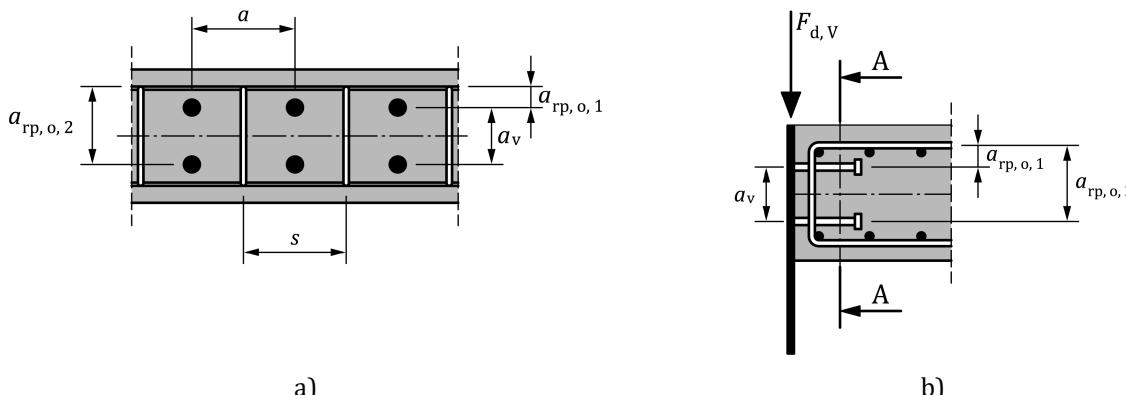
The following conditions should also be satisfied:

$h_{sc} \geq 100 \text{ mm}$; $110 \leq s_x \leq 250 \text{ mm}$; $\phi_s \leq 12 \text{ mm}$; $\phi_l \leq 16 \text{ mm}$;

For vertical shear in an internal position, k_v may be taken as 1,25.

(4) Where, as shown in Figure F.2, there are two rows of studs, the vertical shear resistance should be calculated for each row separately and the sum of these resistances multiplied by the factor η_r given in Formula (F.4), with

100 mm $\leq s_v \leq 140 \text{ mm}$	$\eta_r = 0,7$	
140 mm $< s_v \leq 200 \text{ mm}$	$\eta_r = s_v / 200$	(F.4)
200 mm $< s_v$	$\eta_r = 1,0$	

**Key**

- a section A-A
b edge position

Figure F.2 — Double row of headed studs

(5) The splitting force in the direction of the slab thickness should be resisted by stirrups, which should be designed for a tensile force determined from:

$$T_{Ed} = 0,3 F_{L,Ed} + F_{V,Ed} \quad (\text{F.5})$$

where:

- $F_{L,Ed}$ is the design longitudinal shear force;
 $F_{V,Ed}$ is the design vertical shear force.

F.2 Fatigue strength

(1) The fatigue strength curve of headed studs causing splitting forces under longitudinal and vertical shear is given for normal-weight concrete by the lower of the values from prEN 1994-2:2024, 8.7 and the following:

$$(\Delta P_R)^m N_{cyc,f} = (\Delta P_c)^m N_{cyc} \quad (\text{F.6})$$

where:

- ΔP_R is the fatigue strength based on the range of shear force per stud;
 ΔP_c is the reference value of fatigue strength at $N_{cyc} = 2 \times 10^6$ in accordance with Table F.1;
 m is the slope of the fatigue strength curve with $m = 8$;
 $N_{cyc,f}$ is the number of force range cycles.

In Table F.1, a_{rp} is the effective edge distance according Figure F.1 and Clause F.1(1).

Table F.1 — Fatigue strength ΔP_c for headed studs close to a surface

	Longitudinal shear	Vertical shear
a_{rp} mm	$\Delta P_{L,c}$ kN	$\Delta P_{V,c}$ kN
50	24,9	8,9*
100	34,2	27,7*
≥ 125	34,2	34,2

NOTE Intermediate values is to be determined by linear interpolation
 *Where longitudinal tension causes cracking of the concrete, the fatigue strength for vertical shear should be halved

Where the concrete strength $f_{ck} < 30 \text{ N/mm}^2$, the fatigue strength ΔP_c should be multiplied by $f_{ck} / 30$. The values in Table F.1 are valid for stud diameter greater or equal to 22 mm. For 19 mm diameter studs, the fatigue strength should be reduced to 75% of the values in Table F.1.

(2) For the maximum fatigue strength per connector prEN 1994-2:2024, 8.7.1(3) applies.

(3) An interaction of longitudinal and vertical shear should be taken into account for the edge position by applying the following rule:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta P_{L,R}}{\Delta P_{L,c} / \gamma_{Mf,s}} \right)^{0,75} + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta P_{V,R}}{\Delta P_{V,c} / \gamma_{Mf,s}} \right)^{0,75} \leq 1 \quad (\text{F.7})$$

where:

$\Delta P_{L,R}$ and $\Delta P_{V,R}$ can be determined equivalent to prEN 1994-2:2024, 8.7.6.2.

$\Delta P_{L,c}$ is the reference value of fatigue strength for the range of longitudinal shear force per stud at $N_{cyc} = 2 \times 10^6$ in accordance with Table F.1;

$\Delta P_{V,c}$ is the reference value of fatigue strength for the range of vertical shear force per stud at $N_{cyc} = 2 \times 10^6$ in accordance with Table F.1;

$\Delta P_{L,R}$ is the fatigue strength based on the range of longitudinal shear force per stud;

$\Delta P_{V,R}$ is the fatigue strength based on the range of vertical shear force per stud;

$\gamma_{Mf,s}$ see prEN 1994-2:2024, 4.4.1.2(3);

γ_{Ff} partial factor for fatigue actions – see EN 1990:2023, 8.3.3.6(1).

(4) For the stirrups, a fatigue verification as given in EN 1992-1-1:2023, Clause 10 should be carried out. The mandrel diameter should be considered.

Annex G
(informative)**Design resistance of headed studs used with open trough profiled steel sheeting in buildings with ribs transverse to the supporting beams****G.1 Scope**

(1) When the embedment depth h_A satisfies 8.6.10.8(1) but is less than $2,7d$, or the distance from the edge of the concrete rib on the higher moment side to the centre-line of the nearest stud connector e_k satisfies $25 \text{ mm} \leq e_k \leq 60 \text{ mm}$ (Figure 8.19), the values for P_{Rd} given by G.2 apply, provided that all the following conditions are satisfied:

- the dimension for e_k is more than 25mm;
- the nominal thickness t_p of the steel sheeting is not less than 0,70 mm;
- the nominal concrete cover above the stud satisfies 8.6.10.2;
- the height of the profiled sheeting h_p does not exceed a value of 135 mm;
- for through-deck welding, the diameter of the studs is not greater than 20 mm, or for holes provided in the sheeting, the diameter of the studs is not greater than 22 mm;
- concrete strength Class is not greater than C50/60 and density not less than 2200 kg/m³.

For other cases, specific tests as specified in B.2 should be used to determine the design shear resistance.

(2) The Ductility Category of the shear connector should be verified by tests in accordance with Annex B.

G.2 Shear resistance

(1) The design shear resistance should be taken as the smaller of the values from Formula (G.1) and Formula (G.2).

$$P_{Rd} = \frac{0,58 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (\text{G.1})$$

or

$$P_{Rd} = \frac{k_{cc} C_2 k_u}{\gamma_v} \left[\frac{f_{ctk,0,05} W_{sc}}{h_p n_r} + \frac{n_y M_{pl,sc}}{(0,82 h_p - d/2)} \right] \quad (\text{G.2})$$

with

$$C_2 = 1,85 \frac{h_p}{b_0} \quad \text{but} \quad 1,0 \leq C_2 \leq 1,35 \quad (\text{G.3})$$

$$W_{sc} = \left[2,4 h_{sc} + (n_r - 1)s_y \right] \left(\frac{b_{top}^2}{6} \right) \quad (G.4)$$

$$n_y = 2 \text{ for } n_r = 1 \quad (G.5)$$

or studs in a staggered position, see Figure G.1;

$$n_y = 1 + \frac{h_A - 2d}{0,52d} \leq 2 \quad \text{for other cases} \quad (G.6)$$

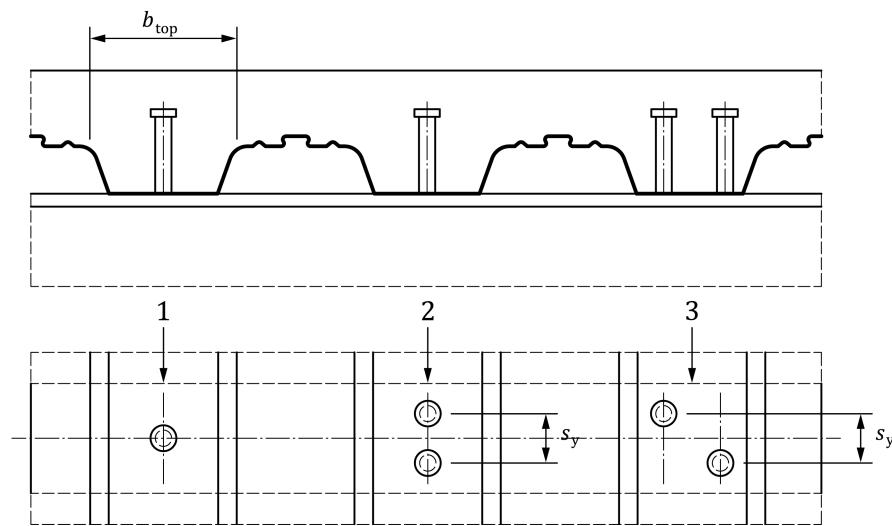
$$M_{pl,sc} = \frac{1}{6} f_u d^3 \quad (G.7)$$

where:

- γ_v is the partial factor in accordance with 4.4.1.2(5);
- d is the diameter of the shank of the stud;
- f_u is the specified ultimate tensile strength of the material of the stud, but not greater than 450 N/mm²;
- k_{cc} is a reduction value taking into account the effect from concrete relaxation and sustained loading, in accordance with 8.6.8.1(1);
- k_u is a correction factor, taken from Table G.1;
- $f_{ctk,0,05}$ is the characteristic value of tensile strength of concrete in accordance with EN 1992-1-1:2023, Table 5.1;
- h_p is the overall height of the profiled steel sheeting, excluding the height of any top re-entrant stiffener, provided that the geometry satisfies 8.6.10.8(3);
- n_r is the number of stud connectors in one rib at the beam intersection, not to exceed 2;
- h_{sc} is the length after welding of the stud in accordance with EN ISO 13918:2018, Table 10, which may be assumed to apply for through-deck welded studs;
NOTE For through-deck welded studs, the shorter length after welding is accounted for in the values of the correction factor k_u .
- s_y is the transverse spacing between the studs in a rib, see Figure G.1; if only one row of centered studs is present, s_y is 0;
- b_{top} is the width of the top of the concrete rib (see Figure G.1).

Table G.1 — Values of the correction factor k_u

Stud position, Figure G.1	Profiled sheeting with pre-punched holes	Through-deck welded studs	
		$t_p < 1,00 \text{ mm}$	$t_p \geq 1,00 \text{ mm}$
Centred or staggered position		1,0	1,25

**Key**

- 1 centred position ($n_r = 1$)
- 2 centred position ($n_r = 2$)
- 3 staggered position ($n_r = 2$)

Figure G.1 — Definition of the shear stud positions

Annex H (normative)

Design tension resistance of headed studs

H.1 Scope

- (1) The tension resistance of headed studs within the scope defined in H.2 have been derived from EN 1992-4 using European Technical Approvals of the most commonly used products.
- (2) The tension resistance may be applied for headed studs in solid slabs with a design shear resistance P_{Rq} in accordance with 8.6.8.1, and studs in steel sheeting with a design shear resistance P_{Rd} in accordance with 8.6.9.
- (3) The requirements of EN 1992-4:2018, A.2 should be fulfilled.
- (4) The headed studs should be in accordance with EN ISO 13918 and should be welded in accordance with EN ISO 4063:2010, method 783.

H.2 Design tension resistance for headed studs

- (1) The design tension resistance, $P_{ten,Rd}$ may be determined from:

$$P_{ten,Rd} = \min \{N_{s,Rd}; N_{p,Rd}; N_{c,Rd}\} \quad (\text{H.1})$$

where:

- $N_{s,Rd}$ is the resistance of the steel stud to tension, which may be obtained from (2);
- $N_{p,Rd}$ is the resistance of the headed stud to concrete pull-out failure, which may be obtained from (3);
- $N_{c,Rd}$ is the resistance of the headed stud to concrete cone failure, which should be calculated from EN 1992-4:2018, 7.2.1.4, using equations in (4).

- (2) The resistance of the steel stud to tension may be determined from:

$$N_{s,Rd} = \frac{N_{s,Rk}}{\gamma_{Ms}} \quad (\text{H.2})$$

where:

- $N_{s,Rk}$ is the characteristic tension resistance of the steel stud given by Table H.1;
- d is the nominal diameter of the shank of the stud;
- γ_{Ms} is the partial factor for the tension resistance of steel.

NOTE The value of γ_{Ms} is 1,55 unless the National Annex gives a different value.

Table H.1 — Characteristic tension resistance of headed steel studs

d [mm]	16	19	22	25
$N_{s,Rk}$ [kN]	90	128	171	221

(3) The resistance of the headed stud to concrete pull-out failure may be determined from:

$$N_{p,Rd} = \psi_p \frac{N_{p,Rk}}{\gamma_{Mp}} \quad (\text{H.3})$$

where:

$N_{p,Rk}$ is the characteristic resistance of the headed stud to concrete pull-out failure, given by Table H.2;

ψ_p is the modification factor for the characteristic resistance, given in Table H.3 for the concrete Class;

γ_{Mp} is the partial factor for pull-out failure.

NOTE The value of γ_{Mp} is 1,5 unless the National Annex gives a different value.

Table H.2 — Characteristic resistances of headed studs to concrete pull-out failure

d [mm]	16	19	22	25
$N_{p,Rk}$ [kN]	90 ¹⁾	75	85	115
1) the head diameter is assumed to be 32 mm				

Table H.3 — Modification factor ψ_p

Concrete Class	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
ψ_p	1,20	1,48	1,80	2,00	2,20	2,40

(4) The resistance of a headed stud to concrete cone failure should be calculated in accordance with EN 1992-4:2018, 7.2.1.4, using the following:

$$N_{c,Rd} = \frac{N_{c,Rk}}{\gamma_{Mc}} \quad (\text{H.4})$$

where:

$N_{c,Rk}$ is the characteristic resistance of a headed stud to concrete cone failure:

$$N_{c,Rk} = N_{c,Rk}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{M,N} \quad (\text{H.5})$$

$N_{c,Rk}^0$ is the characteristic resistance of a single headed stud placed in the slab and not influenced by adjacent studs or edges of the slab, which is defined in (5);

$A_{c,N}/A_{c,N}^0$ is a ratio taking into account the geometric effect of stud spacing and edge distance on the characteristic resistance $N_{c,Rk}$ – see (6);

$\psi_{s,N}$ is a factor taking account of the effect of a slab edge - see (7);

$\psi_{re,N}$ is the shell spalling factor - see (8);

$\psi_{ec,N}$ is a factor taking into account the group effect when different tension loads act on the individual fasteners in a group, for concrete cone failure; see (9) and Figure H.1;

$$\psi_{M,N} = 1,0$$

γ_{Mc} is the partial factor for concrete cone failure.

NOTE The value of γ_{Mc} is 1,5 unless the National Annex gives a different value.

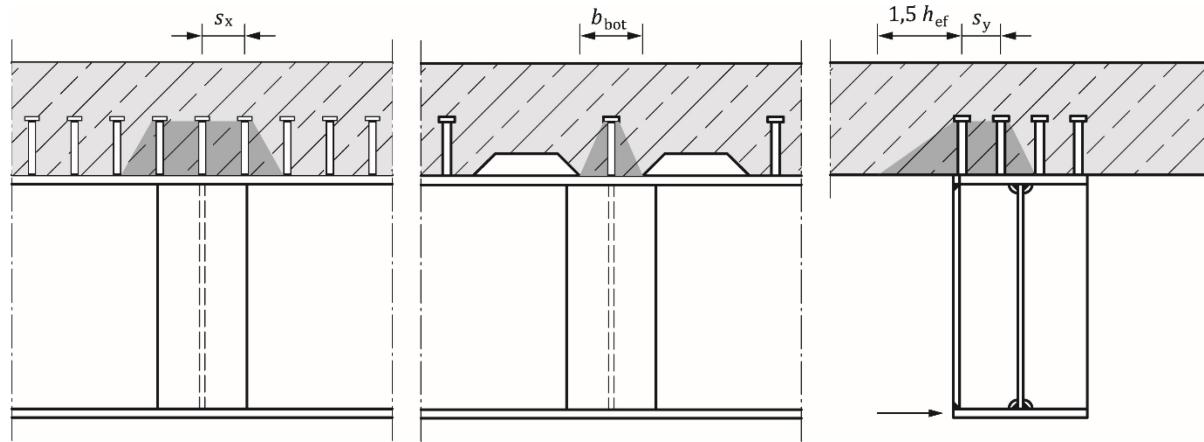


Figure H.1 — Geometry of concrete cones in composite members

(5) The characteristic resistance $N_{c,Rk}^0$ in N should be determined from:

$$N_{c,Rk}^0 = k_1 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1,5} \quad (\text{H.6})$$

where:

k_1 is a factor that take into account the load transfer mechanism; for the tension force acting on the slab at the high moment end of a large web opening, cracked concrete should be considered, with: $k_1 = k_{cr} = 8,5$;

f_{ck} is the characteristic resistance of concrete to compression given in N/mm²;

h_{ef} is the effective embedment depth of the stud, in mm, obtained by:

$$h_{ef} = h_{sc} - t_n \quad (\text{H.7})$$

h_{sc} is the length after welding of the stud (= h_n in EN 1992-4);

t_n is the thickness of the stud head.

(6) For a transverse row of n_s regularly spaced headed studs, the ratio $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ may be determined from:

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{\min\{b_x; 3h_{ef}\} \times [3h_{ef} + (n_s - 1)\min\{s_y; 3h_{ef}\}]}{9h_{ef}^2 n_s} \quad (\text{H.8})$$

where:

b_x = b_{bot} for a row of studs located at the centre-line of a transverse rib, where b_{bot} is the bottom width of the rib;
= s_x for studs in a solid slab, where s_x is the longitudinal spacing between regularly spaced transverse rows of studs.

s_y is the transverse spacing between studs (Figure H.2).

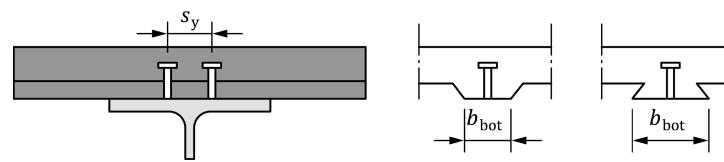


Figure H.2 — Row of regularly spaced headed studs in a transverse rib

(7) The factor $\psi_{s,N}$ should be determined from:

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 \quad (\text{H.9})$$

where:

c is the distance of the headed stud from the closest edge, which may be the bottom edge of the rib in case of a composite slab (see Figure H.3).

$c_{cr,N}$ is the characteristic edge distance, given by $c_{cr,N} = 1,5 h_{ef}$.

NOTE For internal composite beams with a solid slab, $\psi_{s,N} = 1,0$.

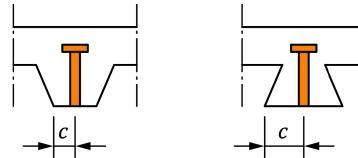


Figure H.3 — Edge distances defined by the sheeting for headed studs in composite slabs

(8) The shell spalling factor $\psi_{re,N}$ applies when $h_{ef} < 100$ mm and accounts for the effect of dense reinforcement between which the studs are installed. It should be determined from:

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0 \quad (\text{H.10})$$

The factor $\psi_{re,N}$ may be taken as 1,0 in the following cases:

- a) reinforcement (of any diameter) is present at a spacing not less than 150 mm, or
- b) reinforcement with a diameter not greater than 10 mm is present at a spacing not less than 100 mm.

(9) The factor $\psi_{ec,N}$ should be determined from:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \left(e_N / s_{rc,N} \right)} \leq 1,0 \quad (\text{H.11})$$

where:

e_N is the eccentricity of the resultant tension force in a group of connectors with respect to the centre of gravity of the group;

$s_{rc,N}$ is the characteristic spacing of studs to ensure the characteristic resistance of the stud in case of concrete cone failure under tension load, which for headed studs may be obtained by: $s_{rc,N} = 3 h_{ef}$.

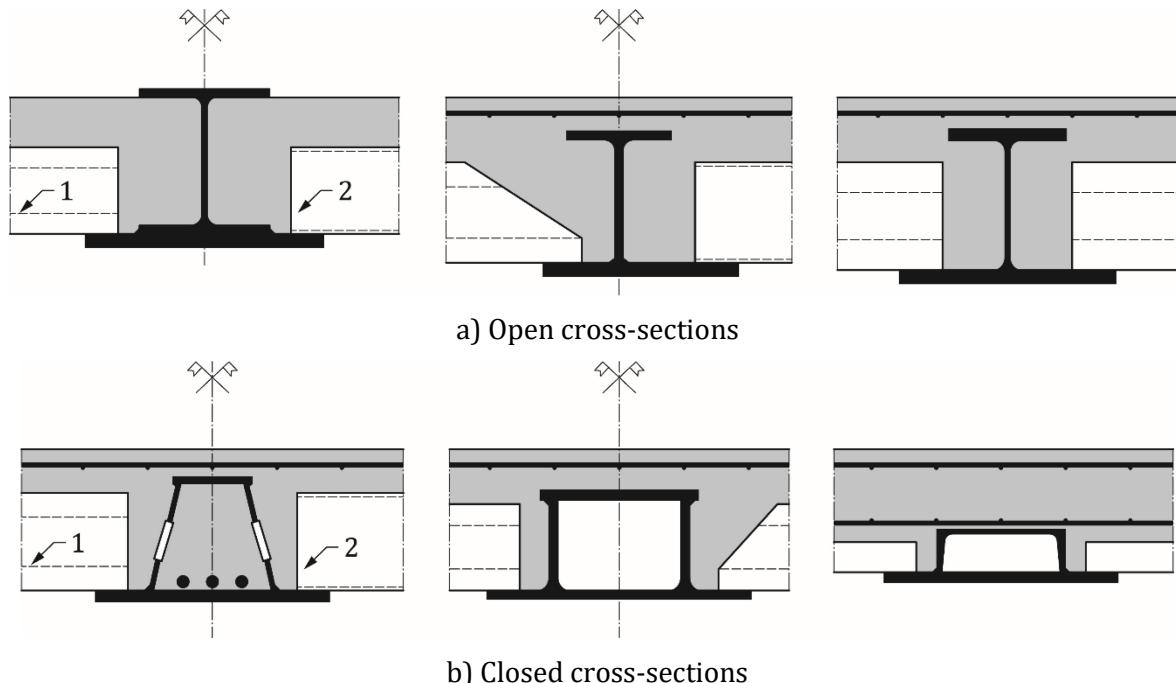
Annex I (normative)

Additional rules for shallow floor beams

I.1 General

(1) This Annex gives rules for composite shallow floor beams. Unless otherwise stated in this Annex all other parts of this standard also apply.

(2) A composite shallow floor beam consists of a steel section partially-encased in a concrete slab and acting compositely with it. The slab is supported on the bottom flange of the beam. The concrete slab may be in-situ reinforced concrete, precast concrete, or composite. The steel-section may be hot rolled or welded from plates, with an open or a closed cross-section. Typical examples of shallow floor cross-sections are given in Figure I.1.



Key

- 1 hollow core
- 2 profiled steel sheeting

NOTE The beams, slabs and reinforcement shown are indicative only.

Figure I.1 — Typical examples of shallow floor cross-sections

(3) This Annex applies to shallow floor beams where all the elements of the steel cross-section are Class 1, Class 2 or effective Class 2 (7.5.2(3) or 7.5.3(3)).

(4) Where the conditions in (3) are not fulfilled more advanced methods in accordance with 8.2.1.5 and 8.6.2 are required.

(5) The design of the concrete slab, including the effect of any interaction between the slab and beam, is outside the scope of this Annex.

NOTE 1 The flexibility of the support offered by a beam to precast slabs can affect the resistance of the slabs.

NOTE 2 Tolerances in erection and fabrication can affect the bearing length of the slab and can affect the design.

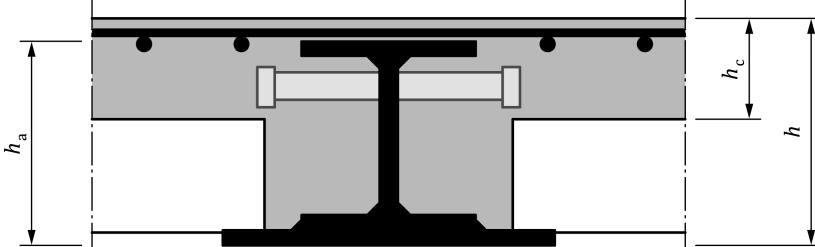
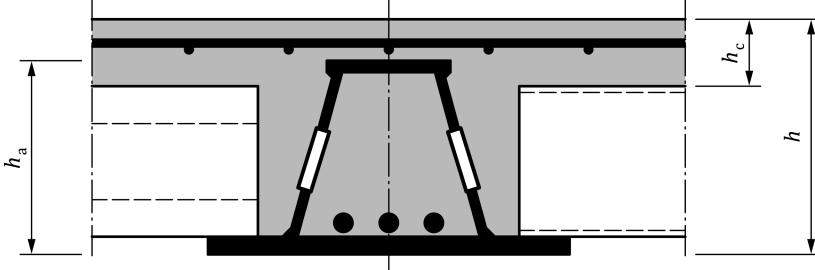
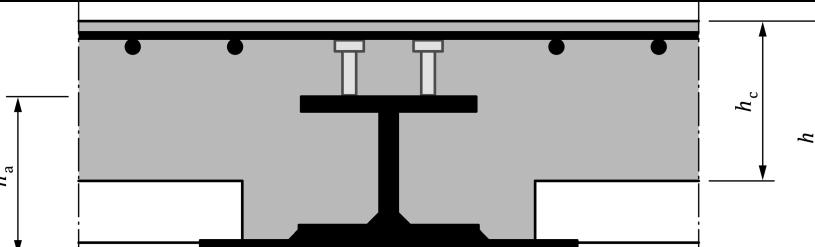
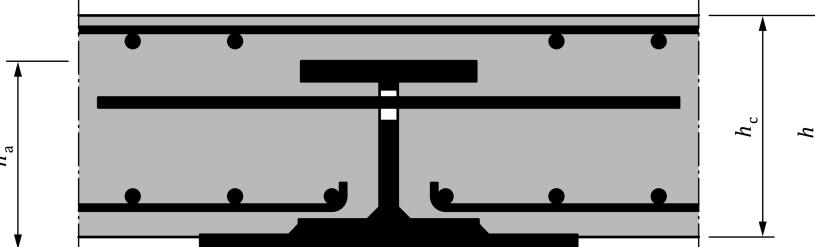
(6) Beams with slabs using lightweight concrete are outside the scope of this Annex.

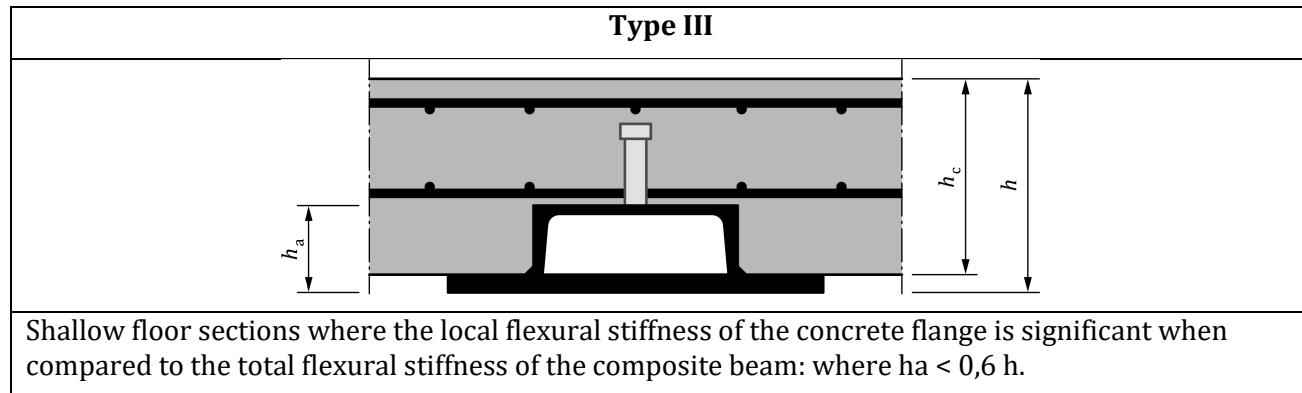
(7) The design rules in this Annex are for beams subjected to static loading only.

(8) The design rules in this Annex are for the beam in its final composite state. Verification for the construction stage, including any torsional loads resulting from the slab construction sequence, should be in accordance with EN 1993-1-1.

(9) Shallow floor beams in accordance with this Annex may be assigned in one of the typologies in Table I.1.

Table I.1 — Typologies for shallow floor beams (examples of cross-section)

Type I


Shallow floor sections not classified into Type II or III where the local flexural stiffness of the concrete flange is not significant when compared to the total flexural stiffness of the composite beam.
Type II


Shallow floor sections not classified into Type III where the local flexural stiffness of the concrete flange is significant when compared to the total flexural stiffness of the composite beam.



I.2 Structural Analysis

I.2.1 Global analysis for buildings

(1) When applying rigid plastic global analysis and the location of any plastic hinge occurs in a shallow floor beam, the cross-section of the shallow floor beam shall be in Class 1. In addition, sufficient rotation capacity at the location of the plastic hinge shall be verified.

NOTE The section classification is of the steel elements alone, and does not guarantee the rotation capacity of the composite section.

(2) When the verification in accordance with (1) is not provided, the calculation of moments in continuous beams in braced structures fulfilling the requirements of 7.4.4(4) should take into account the stiffness over the beam length considering non-linear material behaviour for steel and concrete and the flexibility of the shear connectors when significant.

- For Type I sections (see Table I.1) the condition in 7.4.4(6) Class 2 applies to all steel grades where it can be demonstrated that the cross-section reaches the plastic moment resistance for sagging and hogging. In this case the tension reinforcement in the span direction of the beam should fulfill the requirements of Class B reinforcement in accordance with EN 1992-1-1:2023, 5.2.
- For Type II and Type III sections (see Table I.1) the redistribution of the moment should be determined in accordance with EN 1992-1-1:2023, 7.3.2(3), although the redistribution should not exceed the values provided in 7.4.4(6) for Class 3 sections.

(3) The effective width b_{eff} of the concrete flange for the determination of the action effects may be taken in accordance with 7.4.1.2.

I.2.2 Classification of shallow floor beam cross-sections

(1) A compression flange may be assumed to be Class 2, when it is covered by reinforced structural concrete and the cover above the steel top flange is greater than 50 mm and greater than one-sixth of the flange width ($b_f/6$), see Figure I.2a and I.2d. The minimum cover to any reinforcement should be in accordance with EN 1992-1-1:2023, 6.4.

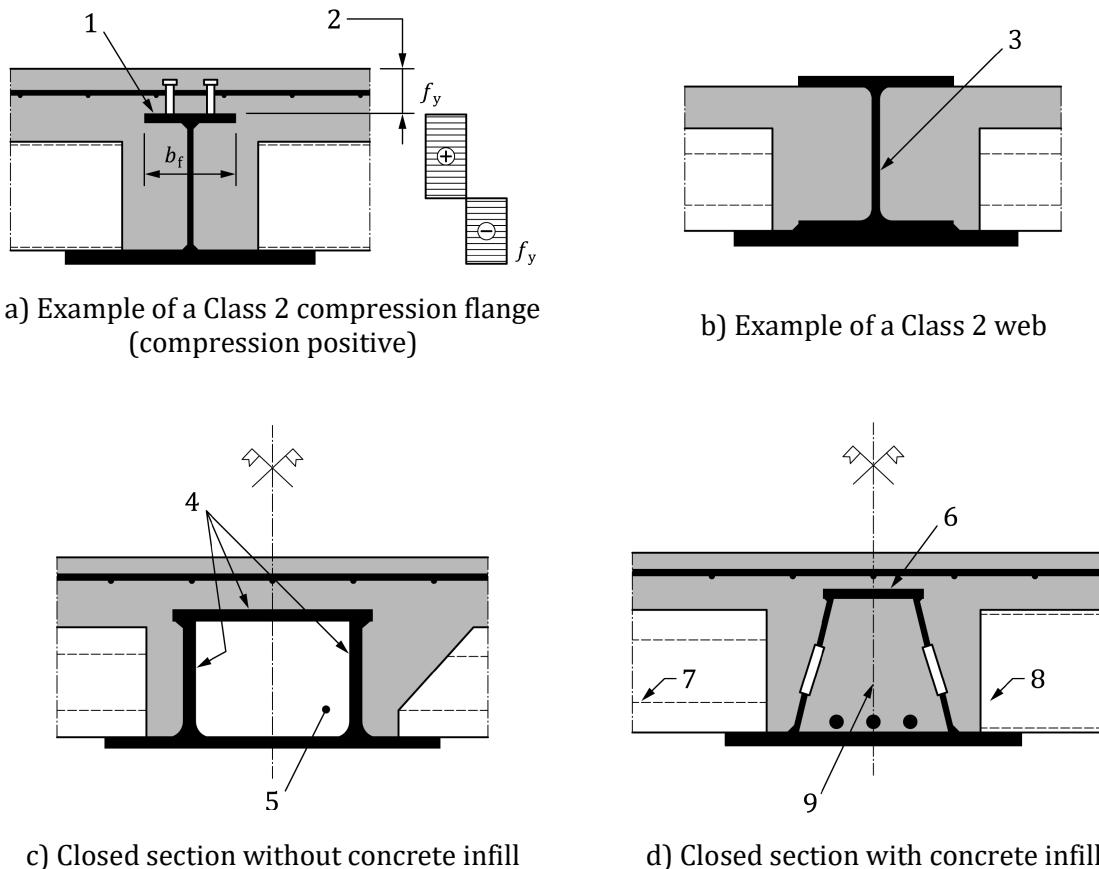
(2) Open sections with concrete encasement between flange outstands and extending the full width of the outstand, may be classified in accordance with 7.5.3. If the section is encased on both sides of the web, then the web may be assumed to be Class 2 (see Figure I.2b). If the concrete encasement is on one side only, and the concrete between the flanges is fixed to the web in accordance with 7.5.3(2), then the web may be assumed to be in Class 2.

(3) When the encasement conditions in (2) are not met, the elements of the cross-section should be classified in accordance with EN 1993-1-1:2022, Table 7.3.

(4) For open sections in hogging bending, where the compression flange comprises a plate welded to the flange of a rolled profile (see Figure I.2 b), the outstands of the rolled profile may be classified in accordance with (2). The internal and outstand elements of the plate should be classified in accordance with EN 1993-1-1:2022, Table 7.3.

(5) For closed sections without concrete infill (see Figure I.2 c), the webs, internal parts of the flanges and flange outstands may be classified in accordance with EN 1993-1-1:2022, Table 7.3.

(6) The outstand elements of closed sections with concrete infill (see Figure I.2 d) may be classified in accordance with 7.5.3.



Key

- 1 Class 2 compression flange
- 2 $> 50 \text{ mm or } b_f / 6$
- 3 Class 2 web
- 4 Classification in accordance with EN 1993-1-1:2022, Table 7.3
- 5 No concrete infill
- 6 Class 2 flange if the concrete cover complies with (1) otherwise Classification in accordance with Table I.2
- 7 Hollow core
- 8 Profiled steel sheeting
- 9 Concrete infill

Figure I.2 — Cross-section classification of composite shallow floor beams

(7) The webs of closed sections infilled with concrete may be classified in accordance with Table I.1.

Table I.2 — Classification limits for internal elements of sections with concrete infill

Class	Limit
2	$c/t \leq 52 \varepsilon$
3	$c/t \leq 60 \varepsilon$

I.3 Ultimate limit states

I.3.1 Bending Resistance

I.3.1.1 General

(1) The rules in 8.2.1, or, when the reinforcement in tension between the flanges is considered, in 8.3.1, should be used to calculate the bending resistance taking into account the effect of transverse bending and torsional effects as set out in I.3.1.2 and I.3.1.3 respectively.

I.3.1.2 Effect of transverse bending

(1) Local effects on the composite shallow floor cross-section (e.g. transverse bending in the plate supporting the slab) shall be taken into account when determining the resistance in bending.

(2) The interaction between longitudinal stresses and stresses due to transverse bending in the bottom flange or plate may be taken into account by using a reduced yield strength $f_{y,red}$ for the bottom flange or plate:

$$f_{y,red} = f_y \left(\frac{\eta_m - \sqrt{\eta_m^2 - 16 \eta_m + 16}}{2(\eta_m - 2)} \right) \quad (\text{I.1})$$

where:

η_m is the ratio $m_{ybt,Ed} / m_{ybt,Rd}$;

$m_{ybt,Ed}$ is the maximum transverse moment per unit length;

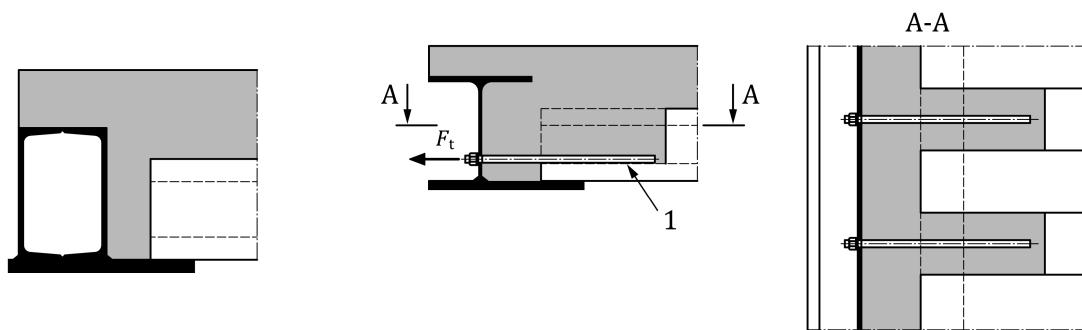
$m_{ybt,Rd}$ is the bending resistance of the plate taken as 1,2 times the elastic resistance.

I.3.1.3 Torsional effects

(1) Torsional effects shall be taken into account in the design of edge beams.

(2) Torsional resistance and stiffness should be provided e.g. by torsional anchorage (Figure I.3 b). The adequacy of the anchorage should be assured.

NOTE Types of torsional anchorage other than those presented in Figure I.3 b can also be used.



a) Beam with a closed cross-section

b) Torsional anchoring of an edge beam with an open cross-section

Key

1 Anchor bolt

Figure I.3 — Typical examples of shallow cross-sections suitable for edge beams**I.3.2 Resistance to vertical shear**

(1) The plastic resistance to vertical shear $V_{pl,Rd}$ of a composite shallow floor beam of Type I (see Table I.1) with a solid web may be taken as the resistance $V_{pl,a,Rd}$ of the structural steel section calculated in accordance with EN 1993-1-1:2022, 8.2.6 or in accordance with 8.3.3(1) and (2). For the contribution of concrete to the shear resistance, the need for stirrups and/or transfer of forces should be taken into account.

(2) For the resistance to vertical shear $V_{pl,Rd}$ of a composite shallow floor beam of Type II and Type III (see Table I.1) the possible contribution of the concrete to the shear resistance should be considered according to (3) to (5).

(3) The contribution of concrete to the shear resistance for Type II and Type III section should be considered according to EN 1992-1-1 and may be calculated in accordance with 8.3.3 taking account of the need for stirrups and/or transfer of forces. For the determination of the design shear resistance of the concrete slab in accordance with EN 1992-1-1:2023, 8.2, the width b_w may be determined from:

$$b_w = b_0 + 7 \cdot d \quad (\text{I.2})$$

where:

- b_0 is the width of the bottom plate of the steel section;
- d is the distance between the centroid of the slab reinforcement in tension and the outer fibre of concrete in compression.

NOTE For the determination of vertical shear resistance of the concrete contribution in accordance with EN 1992-1-1 the inner lever arm z can be determined as the lever arm between the centroid of the longitudinal reinforcement of the slab parallel to the beam and the centroid of the concrete compression zone.

(4) In order to prevent punching failure or failure of the concrete slab under vertical shear, for shallow floor beams of Type II and Type III where the main load transfer at the support is realised by steel joints, unless advanced calculations are carried out, at least 60% of the overall vertical shear load should be considered to be transferred by the concrete slab for Type II and 100% for Type III. The overall vertical shear load should not exceed the resistance $V_{pl,a,Rd}$ of the structural steel section.

NOTE For composite shallow floor section of Type III specific rules for the distribution of the vertical shear forces are given in CEN/TS 1994-1-102.

(5) If the load transfer at the support is partly directly into the concrete slab and this load transfer is verified according to EN 1992-1-1, the vertical shear load verified against the shear resistance $V_{pl,a,Rd}$ of the structural steel section may be reduced accordingly.

(6) The verification of a composite shallow floor beam for bending and vertical shear should be carried out in accordance with 8.2.2.5 or 8.3.4.

I.3.3 Shear connection

I.3.3.1 General

(1) Examples for typical shear connections for shallow floor beams are given in Figure I.4.

(2) The resistance of headed studs should be calculated in accordance with 8.6.

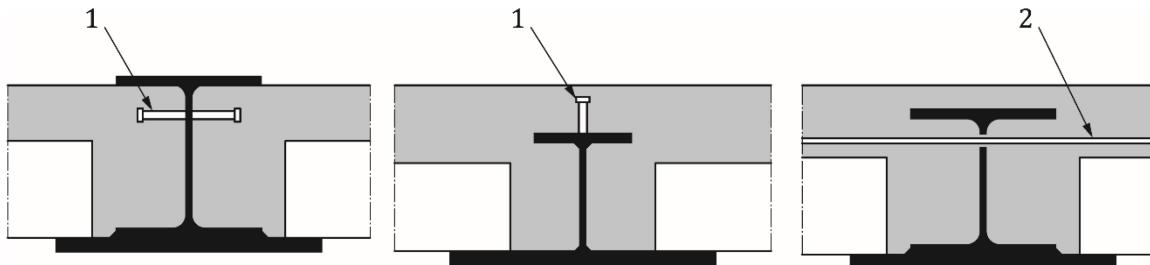
NOTE For situation shown on the left of Figure I.4 where horizontal headed stud connectors on the web do not project beyond the flanges, splitting forces need not be considered.

(3) The resistance of transverse bars should be calculated in accordance with I.3.3.3.

(4) Requirements for the determination of the longitudinal shear forces and the arrangements of the shear connectors are given in Clause 8.6.

I.3.3.2 Partial shear connection

(1) Partial shear connection may be used in accordance with 8.6.3 when all conditions provided by 8.6.3 are fulfilled.



Key

- 1 Headed studs
- 2 Transverse bar

Figure I.4 — Examples of typical shear connectors for composite shallow floor beams

(2) Limits to the use of partial shear connection are given in 8.6.3.2 and 8.6.3.3. For steel sections of Type I and II having a bottom flange with an area larger than three times that of the top flange area, the ratio $\eta = n / n_f$ should satisfy the following condition:

$$\text{for } L \leq 18\text{m: } \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (0,30 - 0,015 L_e), \quad \eta \geq 0,5 \quad (\text{I.3})$$

for $L > 18\text{m: } \eta = 1$

NOTE For hybrid steel sections (steel sections composed of different steel grades) the value f_y of the highest steel grade is to be used.

(2) Alternatively the slip capacity of the shear connector may be verified by advanced calculation in accordance with 8.6.2 or testing.

I.3.3.3 Transverse bars

(1) Transverse reinforcement bars of Class B or Class C (see EN 1992-1-1:2023, Table C.2) used as shear connectors should have a diameter not less than 12 mm and not greater than 20 mm. Unless results from push-tests are available the connectors should be considered as Ductility Category D1.

NOTE Classification of the shear connector into the Ductility Category can be provided in accordance with the requirements given in Table 5.1.

(2) The centre-to-centre spacing of transverse bars should be not less than 125 mm.

(3) The design resistance per shear plane P_{Rd} of a transverse bar should be taken as its plastic shear resistance:

$$P_{Rd} = \frac{\pi \phi^2}{4} \frac{f_{sk}}{\sqrt{3}} \frac{1}{\gamma_v} \quad (I.4)$$

where:

- ϕ is the diameter of the transverse bar,
- f_{sk} is the yield strength of the transverse bar,
- γ_v is the partial factor – see 4.4.1.2(5).

(4) As an alternative to (3) the design resistance may be obtained by testing (in accordance with Annex B) or by an advanced method.

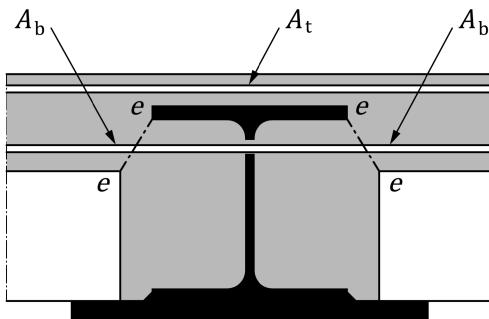
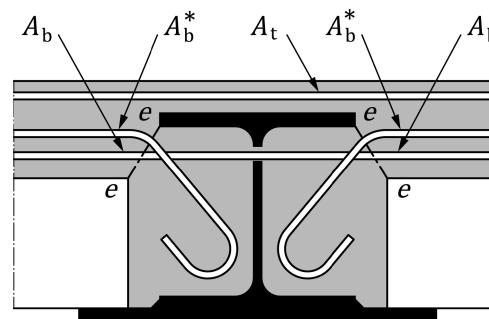
(5) Transverse bars acting as shear connectors in accordance with (3) shall not be used for crack control or as slab reinforcement, e.g. to transfer hogging moments. They may be used to resist longitudinal shear in the composite beam.

NOTE Additional reinforcement above the upper flange of the steel section can be necessary for crack control or as shear reinforcement, see reinforcement A_t in Figure I.5.

(6) Web-openings to accommodate the transverse bars should have a diameter at least two times the diameter of the transverse bar.

(7) Transverse bars should be adequately anchored in the concrete slab beyond potential surfaces of shear failure, as shown in Figure 8.22 and Figure I.5 of this document.

(8) Longitudinal shear in concrete slabs supported on composite shallow floor beams should be verified in accordance with 8.6.11. In addition to the potential surfaces for shear failure given in Figure 8.22 shear plane e-e illustrated in Figure I.5 should be verified.

a) Transverse bar, A_b crossing failure planeb) Shear reinforcement, $A_b + A_b^*$ crossing failure plane**Figure I.5 — Additional potential surfaces for shear failure**

I.4 Serviceability limit states

(1) In addition to Clause 9, the stress at any point in the steel section, under the characteristic load combination, taking into account the effects of transverse bending, should not exceed the material yield strength.

(2) The deformation of shallow floor beams Type I (see Table I.1) may be determined in accordance with 9.3.1.

NOTE Modular ratio method can be used for the determination of the time dependent cross-section moments of area, similar to partial encased composite beams thereby the effects of concrete cracking are to be considered.

(3) For single span composite shallow floor beams of Type II and III (see Table I.1) the flexural stiffness of the concrete slab should be considered for the determination of deformation. Therefore, the impact of concrete cracking on the flexural stiffness should be considered.

In the absence of more detailed analysis, the second moment of area for the composite shallow floor section, may be taken into account as given in Formula (I.5) considering the effective width of the bending state of the concrete slab for composite shallow floor beams where the the following conditions are fulfilled:

- span length of the composite shallow floor beam $4,0 \text{ m} \leq L \leq 9,0 \text{ m}$;
- concrete slab width $2,0 \text{ m} \leq b_c \leq 8,0 \text{ m}$;
- concrete slab thickness $16 \text{ cm} \leq h_c \leq 34 \text{ cm}$; and
- amount of reinforcement in the slab for each top and bottom layer $0 \leq a_s \leq 18 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$I_{i,\text{eff},L} = I_a + \alpha_c \cdot (I_{c,L} + S_{i,L} \cdot a_{st}) \quad (\text{I.5})$$

where

$$\alpha_c = \alpha_v \cdot \alpha_{\text{Mat}} \cdot \alpha_{\text{QS}} \cdot \alpha_M \quad (\text{I.6})$$

for Type II: $\alpha_v = 0,4$

$$\alpha_{\text{QS}} = \left(\frac{A_{s,u} + A_a}{A_{i,0}} \right)^{0,17} \cdot \left(\frac{I_{c,0}}{I_{i,0}} \right)^{3,18} \cdot \left(\frac{a_{st}}{h_c} \right)^{-1,27} \cdot \left(\frac{b_c}{L} \right)^{-0,56} \quad (\text{I.7})$$

for Type III: $\alpha_v = 3.7$

$$\alpha_{QS} = \left(\frac{A_{s,u} + A_a}{A_{l,0}} \right)^{0.92} \cdot \left(\frac{I_{c,0}}{I_{l,0}} \right)^{3.59} \cdot \left(\frac{a_{st}}{h_c} \right)^{-1.59} \cdot \left(\frac{b_c}{L} \right)^{-0.92} \quad (\text{I.8})$$

for Type II and Type III:

$$\alpha_{\text{Mat}} = \left(\frac{f_{ct,k}}{f_{ct,0}} \right)^{-0.26} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{c,0}} \right)^{-0.48} \cdot \left(\frac{f_{yk}}{f_{y,0}} \right)^{0.29} \quad (\text{I.9})$$

$$\alpha_M = \left(\frac{M_{\text{crack}}}{M_{Ek}} \right)^{1.22} \quad (\text{I.10})$$

where

- f_{ck} characteristic concrete compressive strength;
- $f_{c,0}$ reference value for f_{ck} (30 N/mm^2);
- $f_{ct,k}$ characteristic concrete tensile strength;
- $f_{ct,0}$ reference value for $f_{ct,k}$ ($1,0 \text{ N/mm}^2$);
- f_{yk} characteristic yield strength of structural steel;
- $f_{y,0}$ reference value for f_{yk} (355 N/mm^2);
- $A_{s,u}$ area of reinforced in tensile zone;
- A_a area of structural steel section;
- L subscript in accordance with 7.4.2.2(2);
- $A_{l,L}$ time dependant area of composite section taking into account the modular ratio;
- $I_{c,L}$ time dependant second moment of area for the concrete section of width b_c taking into account the modular ratio;
- $I_{l,L}$ time dependant second moment of area for the concrete section taking into account the modular ratio;
- $S_{i,L}$ time dependant static moment of composite section taking into account the modular ratio;
- a_{st} distance between centroids of concrete and steel section;
- h_c height of concrete slab;
- b_c full geometric width of the concrete section;
- L beam length;
- M_{crack} moment at beginning of cracks under tension, i.e. elastic bending moment of composite section when reaching $f_{ct,k}$ at the concrete tension fibre considering the second moment of area $I_{l,0}$ for short-term loading;
- M_{Ek} total characteristic moment in serviceability limit state.

Annex J
(informative)

Other flooring types using precast concrete slabs in buildings

J.1 Scope

- (1) This Annex gives additional rules for the use of precast concrete slabs in composite beams. Unless otherwise stated in this Annex all other parts of this standard also apply.
- (2) Typical types of cross-section are shown in Figure J.1 with either a hollow core slab, composite hollow core slab or a solid composite slab. The rules may also be applied to beams with solid precast concrete slabs.
- (3) The scope of the rules for composite beams with precast slabs is limited to uniform steel members of doubly symmetrical or singly symmetrical cross-section. The steel members may be hot-rolled, cold-formed or formed from welded plates.
- (4) The rules are limited to beams in buildings that are designed as simply-supported.
- (5) The rules are limited to slabs with normal weight concrete of Class C20/25 to C60/75.
- (6) The rules are limited to precast concrete hollow core slabs manufactured in accordance with EN 1168, and solid composite slabs with or without lattice girders in accordance with EN 13747.
- (7) The design of the concrete slab, including the effect of any interaction between the slab and beam on the design of the concrete, is outside the scope of this Annex.

NOTE 1 The flexibility of the support offered by the beam to precast slabs can affect the resistance of the slab. For prestressed hollow core slabs, see EN 1168.

NOTE 2 Composite interaction with the steel beam induces stresses in the precast slabs.

NOTE 3 Deviations in the position and dimension of the steel beam can affect the bearing length of the precast slabs.

- (8) The rules are limited to beams subjected to static loading only.
- (9) The rules cover design of the beam in its final composite state. Design for the construction stage, including allowance for any torsional loads resulting from the construction sequence, should be in accordance with EN 1993-1-1.

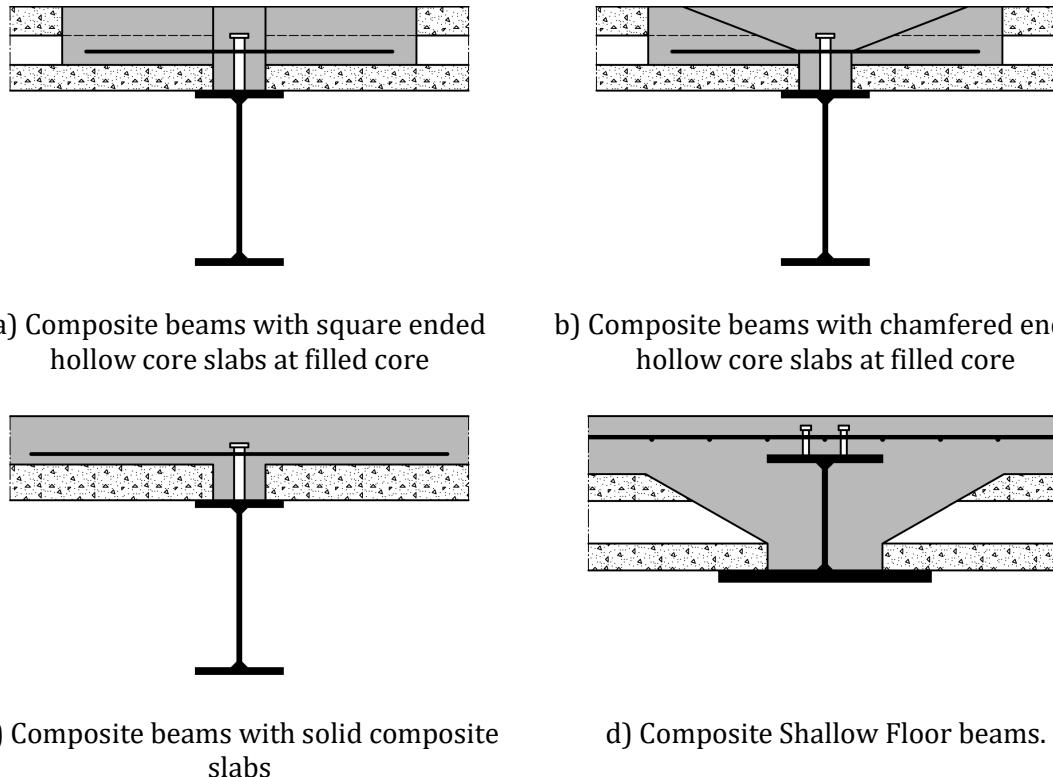


Figure J.1 — Typical cross-sections of composite beams with precast slabs

J.2 Materials

J.2.1 Precast concrete slabs in buildings

(1) Properties should be obtained by reference to EN 1168 and EN 13747.

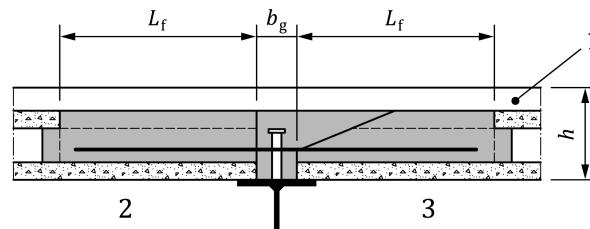
J.3 Structural analysis

J.3.1 Effective width of flanges using precast concrete slabs.

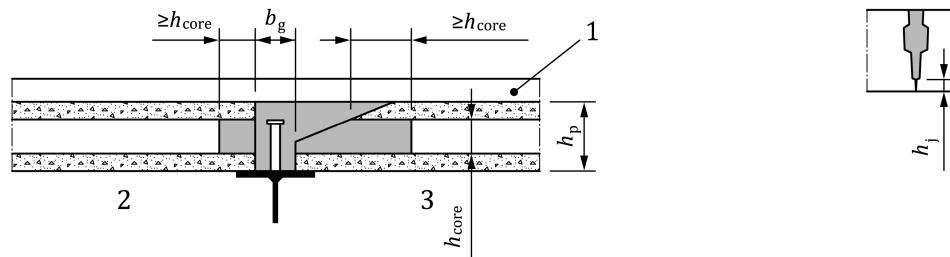
(1) For floors with hollow core slabs or composite hollow core slabs, the tops of alternate cores in each unit should be broken out and infilled with in-situ concrete. The infill should have embedded transverse reinforcement which should extend to the end of the infill length. The effective width of the flange may be determined using 7.4.1.2, but for ULS should not be taken as more than the sum of the gap between the slabs (b_g) and the infill lengths (L_i) on either side of the beam (See Figure J.2). The depth of the concrete flange should only include the depth of joint where compression transfer is possible (this depth is the dimension ($h - h_j$) in Figure J.3).

(2) For floors with hollow core slabs, the effective width of the flange at the serviceability limit state may be determined using 7.4.1.2.

(3) For floors with solid composite slabs, the effective width of the flange may be determined using 7.4.1.2. The depth of the concrete flange should only include the depth of joint where compression transfer is possible (this depth is the dimension ($h - h_j$) in Figure J.3).



a) Cross-section at filled core



b) Cross-section at unfilled core

c) Longitudinal joint between hollow core slabs

Key

- 1 Topping when composite hollow core slabs are used
- 2 Square end
- 3 Chamfered end

Figure J.2 — Typical cross-sections of composite beams with precast hollow core slabs, showing a filled core with embedded transverse reinforcement and an unfilled core**J.4 Ultimate limit states**

(1) Composite beams with precast concrete slabs should be verified for:

- moment resistance of critical cross-sections (see 8.2 and 8.3);
- resistance to lateral-torsional buckling (see 8.4);
- resistance to transverse forces on webs (see 8.5);
- resistance to longitudinal shear (see 8.6).

(2) For a composite hollow core slab or a solid composite slabs, the in-situ topping should be at least 40 mm thick.

(3) The strength of the concrete slab should be taken as the strength of the in-situ infill concrete.

J.5 Design resistance of shear connectors used with precast floors in buildings**J.5.1 General**

(1) The shear connection should satisfy the requirements given in 8.6.1.

(2) For headed stud shear connectors the design resistance should be determined in accordance with J.5.2 or J.5.3. When the minimum dimensions given in J.5.2 or J.5.3 are not satisfied, the design shear resistance and characteristic slip capacity of the headed studs should be evaluated from specific tests in accordance with J.8.

(3) For non-preloaded bolts used as shear connectors, the design resistance should be determined in accordance with J.5.4. When the requirements given in J.5.2 or J.5.3 are not satisfied, the design shear resistance and characteristic slip capacity of the shear connectors should be evaluated from specific tests in accordance with J.8.

(4) For shear connectors other than headed studs or non-preloaded bolts, the design resistance and characteristic slip capacity should be evaluated from specific tests in accordance with J.8.

(5) The gap between the precast slabs should be such that there is adequate space for the concrete to be compacted adjacent to the shear connectors. The as-built gap should be not less than the stud diameter plus twice the aggregate size (D_{upper}) plus 5 mm. Where 19 mm diameter shear studs are used, a minimum gap of 65 mm may be used for studs installed before the slabs. The nominal gap should include an allowance for construction deviations.

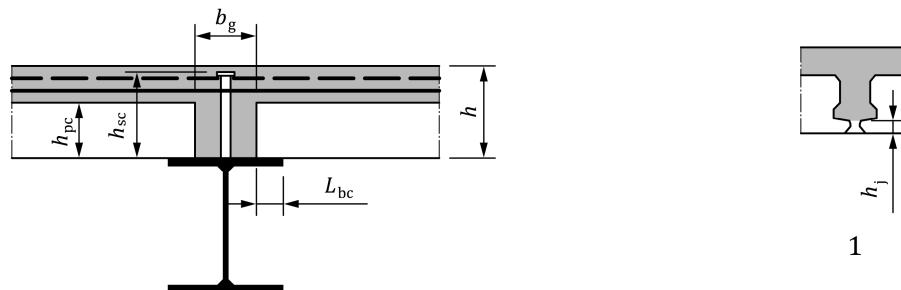
(6) The gap between the precast slabs should be such that if the shear connectors are placed after the slabs there is adequate space for installation of the connectors. An allowance for construction deviations should be added to these values.

J.5.2 Headed studs in solid composite slabs

(1) The nominal thickness of the precast floor elements h_{pc} should not exceed 100 mm and the transverse reinforcement bars should be positioned in accordance with 8.6.10.1(1).

(2) The diameter of the shank of the headed stud d should be not less than 16 mm, or greater than 25 mm. The connectors should be provided in accordance with 8.6.10.7.

(3) The design shear resistance of headed stud connectors should be taken as the resistance in a solid slab, see 8.6.8.1. Classification into ductility category D2 may be assumed in accordance with Table 5.1.



Key

1 Longitudinal joint between precast floor plates

Figure J.3 — Detailing dimensions for solid composite slabs

J.5.3 Headed studs in precast hollow core slabs

(1) The nominal thickness of the hollow core slab excluding topping h_{pc} should be not greater than 265 mm.

(2) The ends of the hollow core slab may be square or chamfered. For hollow core slabs with chamfered ends, the depth of the chamfer a_h should not exceed 85 mm and the breadth of the chamfer a_b should not exceed 235 mm (see Figure J.4).

(3) The diameter of the shank of the headed stud d should be not less than 19 mm, or greater than 22 mm. The headed stud connectors should be provided in accordance with 8.6.10.7. When the diameter of the transverse reinforcement is at least 12 mm, the shear connector may be assumed to be Ductility Category D2 in accordance with Table 5.1.

(4) The design shear resistance of headed stud connectors should be taken as the resistance in a solid slab, calculated as given by 8.6.8.1, multiplied by the reduction factor k given by:

$$k = \beta_h \varepsilon_h \leq 1,0 \quad (\text{J.1})$$

with

$$\beta_h = \frac{b_g + 70}{140} \quad \text{for } 70 \geq b_g \geq 50 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_h = \frac{\phi + 20}{40} \quad \text{for } 20 \geq \phi \geq 8 \text{ mm}$$

where b_g is the nominal distance between the ends of the hollow core slabs (mm) and ϕ is the diameter of the transverse reinforcing bars (mm).

(5) Open cores should be provided to receive transverse reinforcing bars, which should be positioned below the heads of the studs in accordance with 8.6.10.1 (see Figure J.5).

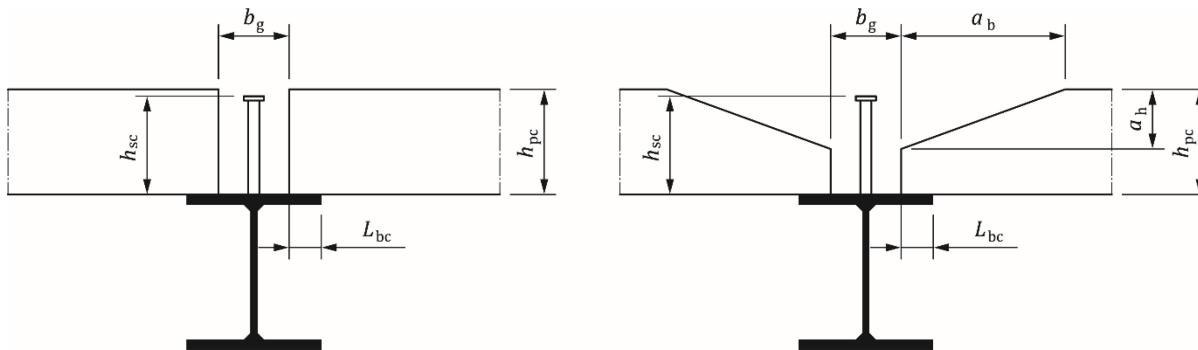
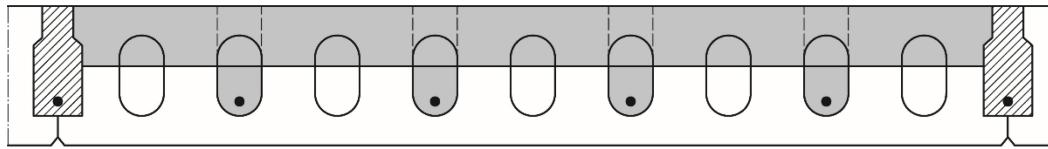
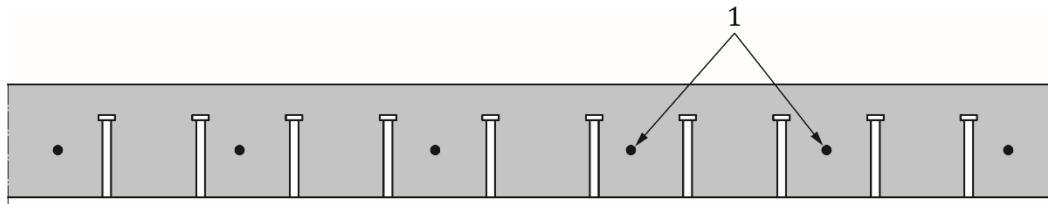


Figure J.4 — Detailing dimensions for precast hollow core slabs



a) Longitudinal view of filled cores with embedded transverse reinforcement and chamfered ended hollow core slabs



b) Longitudinal view of shear connectors

Key

1 Transverse reinforcement

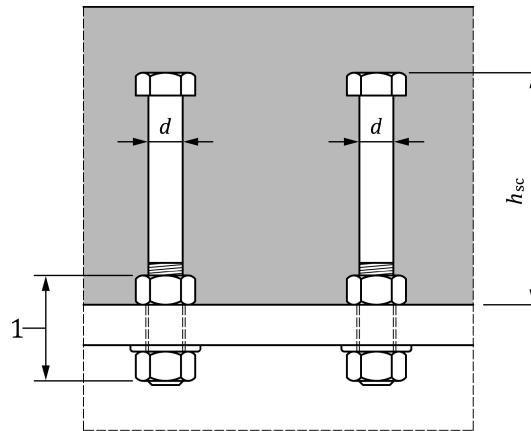
Figure J.5 — Longitudinal dimensions for precast hollow core slabs

J.5.4 Non-preloaded bolts

J.5.4.1 General

(1) Non-preloaded bolts with embedded nuts and placed in holes with nominal clearances not exceeding those for normal holes as specified in EN 1090-2 may be used as shear connectors (see Figure J.6).

(2) Bolts conforming to the requirements given in EN 14399 (all parts) may be used, provided that any preloading is only applied within the grip length between the embedded and outer nut (see Figure J.6) and that the preloading force within the grip length is not higher than $F_{p,C}$ in accordance with FprEN 1993-1-8:2023, 5.9.1.

**Key**

1 Grip length

Figure J.6 — Dimensions of shear connection with non-preloaded bolts

(3) Design shear resistance and characteristic slip capacity in accordance with J.5.4.2 and J.5.4.3 are valid for bolt diameters not less than 12 mm and not greater than 24 mm, Class 8.8 or 10.9, in accordance with EN 1993-1-8, with one or two embedded nuts.

(4) The spacing of non-preloaded bolts in the direction of the shear force should comply with 8.6.10.7
 (4). The spacing in the direction transverse to the shear force should not be less than $5 d$.

(5) Shear connectors based on non-preloaded bolts with embedded nuts and placed in holes can be classified into Ductility Category D2 if the slip capacity δ_{uk} in accordance with Formula (J.6) is at least 6 mm.

J.5.4.2 Design shear resistance

(1) The design shear resistance of a non-preloaded bolt may be taken as the lesser of:

$$P_{b,Rd} = \frac{\alpha_b A_s f_{ub}}{\gamma_v} \quad (J.2)$$

or

$$P_{c,Rd} = \frac{55 \alpha_c d^{1,9} \left(f_{ck} \frac{h_{sc}}{d} \right)^{0,4} + 22000}{\gamma_v} \quad (J.3)$$

with:

$$\alpha_b = 0,6 \left(\frac{34}{d} \right)^{0,23} \quad (J.4)$$

$$\alpha_c = \frac{22,5}{d+3} \leq 1,0 \quad (J.5)$$

where:

- $P_{b,Rd}$ is the design value of shear resistance based on bolt failure [N];
- $P_{c,Rd}$ is the design value of shear resistance based on concrete failure [N];
- d is the bolt diameter in mm, $12 \text{ mm} \leq d \leq 24 \text{ mm}$;
- A_s is the tensile stress area of the bolt in mm^2 ;
- h_{sc} is the overall nominal height of the bolt above the flange in mm;
- f_{ub} is the ultimate tensile strength in N/mm^2 ;
- f_{ck} is the characteristic cylinder compressive strength of the concrete in N/mm^2 , that is cast in-situ around the shear connector;
- γ is the partial factor in accordance with 4.4.1.2(5).

J.5.4.3 Slip capacity

(1) The characteristic slip capacity (mm) for non-preloaded bolts may be determined from:

$$\delta_{uk} = 0,56 \cdot e^{2,45 \cdot P_{b,Rd}/P_{c,Rd}} \quad (\text{J.6})$$

J.6 Longitudinal shear in precast concrete slabs

(1) The design longitudinal shear and the shear resistance should be determined in accordance with 8.6.11. Figure J.7 shows potential surfaces of shear failure.

(2) For precast concrete floors using hollow core slabs or composite hollow core slabs, the transverse reinforcement should be placed in each open core and between adjacent units if necessary to comply with the minimum bar spacing. The centre-to-centre bar spacing should be not more than twice the core spacing (see Figure J.5). The transverse reinforcement should be provided in accordance with 8.6.11 and fully anchored, with the length of the concrete infill L_f not being less than 500 mm (see Figure J.2). Ends of cores without transverse reinforcement bars should be filled with concrete to a nominal distance equal to at least the depth of the cores h_{core} (see Figure J.2).

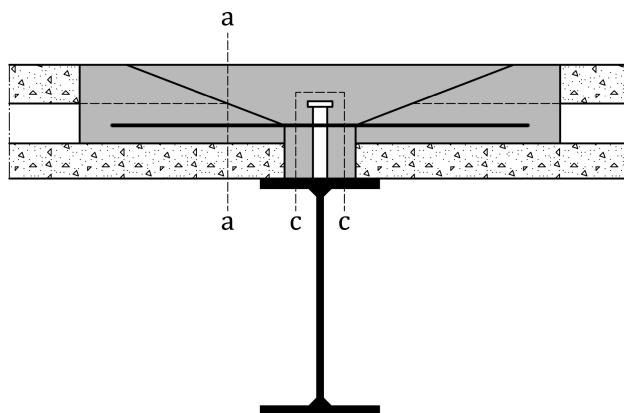


Figure J.7 — Typical potential surfaces of shear failure where precast slabs are used

J.7 Detailing of the precast slabs

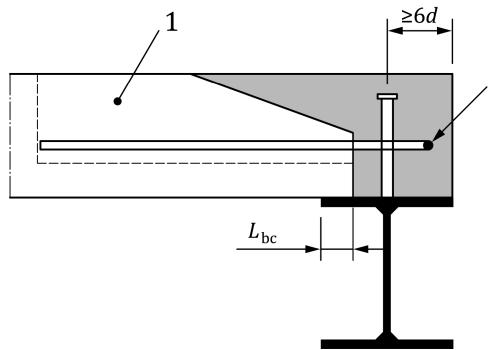
J.7.1 Support arrangements

(1) The precast floor elements may be designed as simply-supported. The connection between opposing elements at a support should be designed and detailed accordingly.

(2) The bearing length should allow correct positioning of the precast elements, taking into account deviations in geometry of the precast elements and the supporting steel beams. The nominal bearing length L_{bc} as indicated in Figure J.3, Figure J.4 and Figure J.5 should not be less than 55 mm.

J.7.2 Edge beams

(1) The local reinforcement requirements given in 8.6.10.3 should be satisfied. For precast flooring using hollow core slabs, the local reinforcement should be positioned in accordance with Figure J.8.



Key

- 1 Filled core
- 2 U-bar

Figure J.8 — Detailing of local reinforcement for hollow core slabs on edge beams

J.8 Tests on shear connectors

J.8.1 Specific push tests for headed studs in hollow core slabs or composite hollow core slabs of uniform thickness

(1) This subclause gives rules that supplement those in Annex B for tests on headed studs in hollow core slabs, or composite hollow core slabs of uniform thickness.

(2) Specific push tests should be carried out with slabs and reinforcement suitably dimensioned in comparison with the beams for which the test is designed. In particular:

- a) the width b_e of each hollow core element should be related to the longitudinal spacing of the connectors s in the beam (e.g. see Figure J.5);
- b) the lengths of the hollow core elements should be such that the width of the specimen b_c is equal to the nominal distance between the ends of the hollow core elements, plus the length L_f of the in-situ infill to either side of the beam;
- c) the thickness h of each precast element should not exceed the minimum thickness of the slab in the beam for which the test is designed;
- d) the diameter of the transverse reinforcement bars ϕ and their spacing s_f should be the same as in the beam;
- e) when the ends of the hollow core elements are chamfered, the breadth and depth of the chamfer should be a_b and a_h , respectively.

Bibliography

References contained in recommendations (i.e. "should" clauses)

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content constitutes highly recommended choices or course of action of this document. Subject to national regulation and/or any relevant contractual provisions, alternative documents could be used/adopted where technically justified. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

EN 1090-1, *Execution of steel structures and aluminium structures – Part 1: Requirements for conformity assessment of structural components*

EN 1090-2, *Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures*

EN 1090-4, *Execution of steel structures and aluminium structures - Part 4: Technical requirements for cold-formed structural steel elements and cold-formed structures for roof, ceiling, floor and wall applications*

EN 1168, *Precast concrete products - Hollow core slabs*

FprEN 1991-1-1, *Eurocode 1 — Actions on structures — Part 1-1: Specific weight of materials, self-weight of construction works and imposed loads on buildings*

prEN 1991-1-6:2024, *Eurocode 1 — Actions on structures — Part 1-6: Actions during execution*

EN 1992-4:2018, *Eurocode 2 — Design of concrete structures — Part 4: Design of fastenings for use in concrete*

EN 1993 (all parts), *Eurocode 3 — Design of steel structures*

FprEN 1993-1-3:2023, *Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-3: Cold-formed members and sheeting buildings*

FprEN 1993-1-5:2023, *Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-5: Plated structural elements*

FprEN 1993-1-13:2023, *Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-13: Beams with large web openings*

prEN 1994-2:2024, *Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures — Part 2: Bridges*

EN 1997 (all parts), *Eurocode 7 — Geotechnical design*

EN 1998 (all parts), *Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance*

EN ISO 4063:2010, *Welding and allied processes — Nomenclature of processes and reference numbers*

EN 10025 (all parts), *Hot rolled products of structural steels*

EN 10149-2, *Hot-rolled flat products made of high yield strength steels for cold forming - Part 2: technical delivery conditions for thermomechanically rolled steels*

EN 10149-3, *Hot-rolled flat products made of high yield strength steels for cold forming - Part 3: technical delivery conditions for normalized or normalized rolled steels*

EN 10169, *Continuously organic coated (coil coated) steel flat products – Technical delivery conditions*

EN 10346, *Continuously hot-dip coated steel flat products for cold forming — Technical delivery conditions*

EN 13670, *Execution of concrete structures*

EN 13747, *Precast concrete products - Floor plates for floor systems*

EN ISO 13918:2018, *Welding Studs and ceramic ferrules for arc stud welding*

EN ISO 14555, *Welding — Arc stud welding of metallic materials*

References contained in permissions (i.e. “may” clauses)

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content expresses a course of action permissible within the limits of the Eurocodes. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

EN 14399 (*all parts*), *High-strength structural bolting assemblies for preloading*

References contained in possibilities (i.e. “can” clauses) and notes

EN 1337-1, *Structural bearings — Part 1: General*

prCEN/TS 1994-1-102, *Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures – Part 1-102: Composite Dowels*