

DIN EN 1993-1-1**DIN**

ICS 91.010.30; 91.080.13

EntwurfEinsprüche bis 2020-09-17
Vorgesehen als Ersatz für
DIN EN 1993-1-1:2010-12

**Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;
Deutsche und Englische Fassung prEN 1993-1-1:2020**

Eurocode 3 –
Design of steel structures –
Part 1-1: General rules and rules for buildings;
German and English version prEN 1993-1-1:2020

Eurocode 3 –
Calcul des structures en acier –
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments;
Version allemande et anglaise prEN 1993-1-1:2020

Anwendungswarnvermerk

Dieser Norm-Entwurf mit Erscheinungsdatum 2020-07-17 wird der Öffentlichkeit zur Prüfung und Stellungnahme vorgelegt.

Weil die beabsichtigte Norm 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 Saatwinkler Damm 42/43, 13627 Berlin.

Die Empfänger dieses Norm-Entwurfs werden gebeten, mit ihren Kommentaren jegliche relevanten Patentrechte, die sie kennen, mitzuteilen und unterstützende Dokumentationen zur Verfügung zu stellen.

Gesamtumfang 234 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)



- *Entwurf* -

E DIN EN 1993-1-1:2020-08

Anwendungsbeginn

Anwendungsbeginn dieser Norm ist [JJJJ-MM-TT]^{*}.

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (prEN 1993-1-1:2020) 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 005-08-16 AA „Tragwerksbemessung (SpA zu CEN/TC 250/SC 3, ISO/TC 167/SC 1)“ 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 1993-1-1:2010-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- das Dokument wurde vollständig überarbeitet.

^{*} Wird bei Herausgabe der Norm festgelegt.

- Entwurf -

2020-06

prEN 1993-1-1

Titel de: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

Titel en: Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings

Titel fr: Eurocode 3 — Calcul des structures en acier — Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Inhalt

	Seite
Europäisches Vorwort	5
Einleitung	6
1 Anwendungsbereich.....	10
1.1 Anwendungsbereich von EN 1993-1-1	10
1.2 Annahmen	10
2 Normative Verweisungen.....	10
3 Begriffe und Symbole	10
3.1 Begriffe	10
3.2 Symbole und Abkürzungen.....	12
3.2.1 Lateinische Großbuchstaben	12
3.2.2 Lateinische Kleinbuchstaben	16
3.2.3 Griechische Großbuchstaben.....	18
3.2.4 Griechische Kleinbuchstaben.....	19
3.3 Definition der Bauteilachsen.....	21
4 Grundlagen für die Tragwerksplanung.....	23
4.1 Allgemeine Regeln.....	23
4.1.1 Grundlegende Anforderungen.....	23
4.1.2 Tragwerkszuverlässigkeit.....	23
4.1.3 Robustheit.....	23
4.1.4 Nutzungsdauer bei Hochbauten.....	23
4.1.5 Dauerhaftigkeit	23
4.2 Prinzipien der Bemessung nach Grenzzuständen.....	24
4.3 Basisvariablen	24
4.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse	24
4.3.2 Werkstoff- und Produkteigenschaften sowie geometrische Größen	24
4.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten	24
4.4.1 Bemessungswerte von Einwirkungen.....	24
4.4.2 Bemessungswerte von Werkstoffeigenschaften	25
4.4.3 Bemessungswerte der geometrischen Größen	25
4.4.4 Toleranzen	25
4.4.5 Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit.....	26
4.5 Bemessung mit Hilfe von Versuchen	26
5 Material	26
5.1 Allgemeines	26
5.2 Baustahl	27
5.2.1 Werkstoffeigenschaften	27
5.2.2 Anforderungen an die Duktilität.....	28
5.2.3 Bruchzähigkeit	29
5.2.4 Eigenschaften in Dickenrichtung	29
5.2.5 Werte von anderen Werkstoffeigenschaften	30
5.3 Verbindungsmitte	30
5.3.1 Schrauben, Bolzen, Nieten	30
5.3.2 Schweißwerkstoffe	30
5.4 Andere vorgefertigte Produkte im Hochbau	30
6 Dauerhaftigkeit	30

7	Tragwerksberechnung.....	31
7.1	Statische Systeme	31
7.1.1	Grundannahmen.....	31
7.1.2	Berechnungsmodelle für Anschlüsse.....	31
7.2	Untersuchung von Gesamttragwerken.....	31
7.2.1	Berücksichtigung der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung	31
7.2.2	Art der Tragwerksberechnung in Abhängigkeit von der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	34
7.3	Imperfektionen	38
7.3.1	Grundlagen	38
7.3.2	Schiefstellungen für die Tragwerksberechnung.....	39
7.3.3	Äquivalente Vorkrümmung für die Tragwerks- und Bauteilberechnung.....	40
7.3.4	Überlagerung von Anfangsschiefstellung und Stabvorkrümmung für die globale Tragwerksberechnung	42
7.3.5	Imperfektionen zur Berechnung aussteifender Systeme	43
7.3.6	Imperfektionen auf der Grundlage von Knickbiegelinien nach der Elastizitätstheorie	45
7.4	Berechnungsverfahren.....	46
7.4.1	Allgemeines	46
7.4.2	Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie.....	47
7.4.3	Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie	47
7.5	Klassifizierung von Querschnitten.....	48
7.5.1	Grundlagen	48
7.5.2	Klassifizierung.....	49
7.6	Anforderungen an Querschnittsformen und Aussteifungen am Ort der Fließgelenkbildung.....	50
8	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	54
8.1	Teilsicherheitsbeiwerte.....	54
8.2	Beanspruchbarkeit von Querschnitten.....	54
8.2.1	Allgemeines	54
8.2.2	Querschnittswerte	56
8.2.3	Zugbeanspruchung	59
8.2.4	Druckbeanspruchung	60
8.2.5	Biegebeanspruchung	61
8.2.6	Querkraftbeanspruchung.....	62
8.2.7	Torsion	64
8.2.8	Beanspruchung aus Biegung und Querkraft	66
8.2.9	Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft	67
8.2.10	Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Normalkraft	70
8.2.11	Beanspruchbarkeit bei Querbelastung	71
8.3	Stabilitätsnachweise für Bauteile.....	73
8.3.1	Gleichförmige Bauteile mit planmäßig zentrischem Druck	73
8.3.2	Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse	78
8.3.3	Auf Biegung und Druck beanspruchte gleichförmige Bauteile	83
8.3.4	Allgemeines Verfahren für Knick- und Biegedrillknicknachweise für Bauteile	88
8.3.5	Biegedrillknicken von Bauteilen mit Fließgelenken in Hochbauten	89
8.4	Mehrteilige Bauteile	91
8.4.1	Annahmen und konstruktive Durchbildung	91
8.4.2	Bemessungskräfte für Bauteile	94
8.4.3	Tragfähigkeit von Elementen von Gitterstützen	94
8.4.4	Tragfähigkeit von Komponenten von Stützen mit Bindeblechen	95
8.4.5	Mehrteilige Bauteile mit geringer Spreizung	97
9	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	98
9.1	Allgemeines	98
9.2	Verformungen und dynamische Einflüsse bei Hochbauten.....	98

10 Ermüdung	99
Anhang A (normativ) Auswahl der Ausführungsklasse	100
A.1 Zweck dieses Anhangs	100
A.2 Anwendungs- und Gültigkeitsbereich.....	100
A.3 Ausführungsklasse.....	100
A.4 Auswahlprozess	100
A.5 Ausführungsklasse und Teilsicherheitsbeiwerte.....	101
Anhang B (normativ) Bemessung semi-kompakter Querschnitte	102
B.1 Anwendungsbereich.....	102
B.2 Elastisch-plastisches Widerstandsmoment.....	102
B.3 Querschnittstragfähigkeit.....	103
B.4 Stabilitätsnachweise für Bauteile.....	104
Anhang C (normativ) Zusätzliche Regelungen für gleichförmige Bauteile mit einfach-symmetrischen Querschnitten und für biege-, druck- und torsionsbeanspruchte Bauteile..	105
C.1 Zusätzliche Regelungen für gleichförmige Bauteile mit einfach-symmetrischen Querschnitten	105
C.2 Zusätzliche Regelungen für gleichförmige Bauteile unter Biegung, Druck und Torsion.....	106
Anhang D (normativ) Kontinuierliche seitliche Abstützung von Trägern des Hochbaus.....	108
D.1 Anwendungs- und Gültigkeitsbereich.....	108
D.2 Kontinuierliche seitliche Stützung.....	108
D.3 Kontinuierliche Drehbehinderung	108
Anhang E (informativ) Grundlagen für die Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten	110
E.1 Zweck dieses informativen Anhangs.....	110
E.2 Anwendungs- und Gültigkeitsbereich.....	110
E.3 Kalibrierung	110
Literaturhinweise	113

Europäisches Vorwort

Dieses Dokument (prEN 1993-1-1:2020) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig. Die Verantwortung für alle Angelegenheiten der Tragwerks- und geotechnischen Planung wurde dem CEN/TC 250 von CEN übertragen.

Dieses Dokument ist derzeit zur CEN-Umfrage vorgelegt.

Dieses Dokument wird EN 1993-1-1:2005 und seine Änderungen und Berichtigungen ersetzen.

Die erste Generation von EN Eurocodes wurde zwischen 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 dafür erarbeitet, in Zusammenhang mit einschlägigen Ausführungs-, Werkstoff-, Produkt- und Prüfnormen angewendet zu werden und 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.

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 Tragwerksplanung
- 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

0.2 Einleitung zu EN 1993 (alle Teile)

EN 1993 (alle Teile) gilt für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Bauwerken aus Stahl. Eurocode 3 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 Tragwerksplanung, enthalten sind.

EN 1993 (alle Teile) behandelt ausschließlich Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit, die Dauerhaftigkeit und den Feuerwiderstand von Tragwerken aus Stahl. Andere Anforderungen, wie z. B. Wärmeschutz oder Schallschutz, werden nicht berücksichtigt.

EN 1993 ist in folgende Teile unterteilt:

- EN 1993-1, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;*
- EN 1993-2, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 2: Stahlbrücken;*
- EN 1993-3, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 3: Türme, Maste und Schornsteine;*
- EN 1993-4, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 4: Silos und Tankbauwerke;*

- EN 1993-5, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 5: Pfähle und Spundwände;*
- EN 1993-6, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 6: Kranbahnen;*
- EN 1993-7, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 7: Bemessung von Sandwich-Paneelen.*

EN 1993-1 existiert nicht als ein physikalisches Dokument, sondern besteht aus den folgenden 14 gesonderten Teilen, deren grundlegender Teil EN 1993-1-1 ist:

EN 1993-1-1, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;

EN 1993-1-2, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-2: Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall;

EN 1993-1-3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-3: Allgemeine Regeln — Ergänzende Regeln für kaltgeformte dünnwandige Bauteile und Bleche;

ANMERKUNG Kaltgeformte Hohlquerschnitte nach EN 10219 werden in EN 1993-1-1 behandelt.

EN 1993-1-4, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-4: Allgemeine Bemessungsregeln — Ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostenden Stählen;

EN 1993-1-5, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile;

EN 1993-1-6, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen;

EN 1993-1-7, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-7: Plattenförmige Bauteile mit Querbelastung;

EN 1993-1-8, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen;

EN 1993-1-9, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-9: Ermüdung;

EN 1993-1-10, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-10: Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung;

EN 1993-1-11, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl;

EN 1993-1-12, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-12: Zusätzliche Regeln zur Erweiterung von EN 1993 auf Stahlsorten bis S960;

EN 1993-1-13, Design of Steel Structures — Part 1-13: Beams with large web openings;

EN 1993-1-14, Design of Steel Structures — Part 1-14: Design assisted by finite element analysis.

Alle Teile von EN 1993-1-2 bis EN 1993-1-14 behandeln allgemeine Themen, die unabhängig von der Art des Bauwerks sind, wie die Tragwerksbemessung für den Brandfall, ergänzende Regeln für kaltgeformte Bauteile und Bleche, ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostenden Stählen, plattenförmige Bauteile usw.

Alle Teile von EN 1993-2 bis EN 1993-7 behandeln Themen, die für eine bestimmte Bauwerksart relevant sind, wie Stahlbrücken; Türme, Maste und Schornsteine; Silos und Flüssigkeitsbehälter; Pfähle und Spundwände; Kranbahnen usw. EN 1993-2 bis EN 1993-7 beziehen sich auf die allgemeinen Regeln in EN 1993-1 und ergänzen, ändern oder ersetzen diese.

0.3 Einleitung zu EN 1993-1-1

EN 1993-1-1 enthält allgemeine Bemessungsregeln für Stahlbauten. Sie enthält auch ergänzende Bemessungsregeln für Stahlhochbauten. Der Schwerpunkt von EN 1993-1-1 liegt auf Bemessungsverfahren und Bemessungsregeln für einzelne Bauteile (Träger, Stützen und Träger-Stützen) und Grundgerüste (Tragwerke) bezüglich Tragfähigkeit und Stabilität.

0.4 Verwendung modaler Hilfsverben in Eurocodes

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 verifiziert 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 1993-1-1

Nationale Festlegungen sind in dieser Norm zulässig, wo diese Möglichkeit ausdrücklich in Anmerkungen angegeben wird. Nationale Festlegungen umfassen die Auswahl der Werte für national festgelegte Parameter (NDP).

Die nationale Ausgabe von EN 1993-1-1 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 angeführt, ist der in dieser Norm angegebene Standardwert anzuwenden.

Wenn keine nationale Festlegung angeführt wird und kein Standardwert in dieser Norm angegeben ist, kann die Festlegung durch eine zuständige Behörde festgelegt werden oder wenn keine Festlegung besteht, für ein spezifisches Einzelprojekt durch die zuständigen Parteien vereinbart werden.

Nationale Festlegungen sind in EN 1993-1-1 zu den folgenden Abschnitten gestattet:

- 4.4.3 (2)
- 5.1 (2)
- 5.2.1 (1)
- 5.2.2 (1)
- 5.2.3 (1)P
- 7.2.1 (4)
- 7.2.2 (9)
- 7.3.3.1 (2)

- 7.3.3.2 (1)
- 7.4.1(3)
- 8.1 (1)
- 8.3.2.3 (1)
- 8.3.2.4 (1)B
- 8.3.2.4 (3)B
- 8.3.3 (2)
- 8.3.4 (1)
- 9.2 (2)B
- A.3 (2)
- A.3 (3)
- A.3 (4)

Nationale Festlegungen sind in EN 1993-1-1 zu den folgenden informativen Anhängen gestattet:

- Anhang E (informativ) — Grundlagen für die Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten

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

1 Anwendungsbereich

1.1 Anwendungsbereich von EN 1993-1-1

(1) EN 1993-1-1 enthält grundlegende Regeln für den Entwurf, die Berechnung und Bemessung von Stahlbauten.

(2) Zusätzlich werden Anwendungsregeln für den Hochbau angegeben. Diese Anwendungsregeln sind durch die Abschnittsnummerierung ()B gekennzeichnet (en: Building).

1.2 Annahmen

(1) Die Annahmen nach EN 1990 gelten für EN 1993-1-1.

(2) EN 1993 ist dazu vorgesehen zusammen mit EN 1990, EN 1991 (alle Teile), den Teilen von EN 1992 bis EN 1999, die Stahlbauten oder Stahlbauteile behandeln, sowie mit EN 1090-2, EN 1090-4, und EN, EAD und ETA für Bauprodukte für Stahlbauten angewendet zu werden.

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 zitierte Dokumente aufgelistet, die keine normativen Verweisungen sind, einschließlich solcher Dokumente, die als Empfehlungen (d. h. durch „sollte“-Sätze) und Erlaubnisse (d. h. durch „darf“-Sätze) in Bezug genommenen werden.

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 1990:—¹, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung

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

3 Begriffe und Symbole

3.1 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die Begriffe nach EN 1990 und die folgenden Begriffe.

3.1.1

Tragwerk

Gesamtheit oder ein Teil der Tragstruktur, bestehend aus den verbundenen Bauteilen, die so konstruiert und dimensioniert sind, dass sie der Beanspruchung standhalten

Anmerkung 1 zum Begriff: Der Begriff umfasst Stabtragwerke wie Rahmentragwerke oder Fachwerktragwerke; es gibt ebene und räumliche Tragwerke.

¹ In Vorbereitung. Aktueller Stand: prEN 1990:2020.

3.1.2**Teiltragwerke**

Teil eines größeren Tragwerks, das jedoch als eigenständiges Tragwerk in der statischen Berechnung behandelt werden darf

3.1.3**Tragwerke mit verformbaren Anschlüssen**

Tragwerke, bei denen die wesentlichen Eigenschaften der zu verbindenden Bauteile und ihrer Anschlüsse in der statischen Berechnung berücksichtigt werden müssen

3.1.4**Tragwerke mit steifen Anschlüssen**

Tragwerke, bei denen nur die Eigenschaften der Bauteile in der statischen Berechnung berücksichtigt werden müssen

3.1.5**Gelenktragwerke**

Tragwerke, in denen die Anschlüsse nicht in der Lage sind, Momente zu übertragen

3.1.6**Systemlänge**

Abstand zweier benachbarter Punkte eines Bauteils in einer vorgegebenen Ebene, an denen das Bauteil gegen Verschiebungen in der Ebene gehalten ist, oder Abstand zwischen einem solchen Punkt und dem Ende des Bauteils

3.1.7**Knicklänge**

Länge des an beiden Enden gelenkig gelagerten Druckstabes, der die gleiche ideale Verzweigungslast aufweist wie der Druckstab mit seinen realen Lagerungsbedingungen im System

3.1.8**Ersatzstab**

an beiden Enden gelenkig gelagertes einfeldriges Bauteil von gleichmäßigem Querschnitt, das mit konstanter Normalkraft (Druck) für den Stabilitätsnachweis verwendet wird

Anmerkung 1 zum Begriff: Seine Länge, Querschnitt und Normalkraft entsprechen der zutreffenden Knicklänge, Querschnitt und Normalkraft an der untersuchten Position im Tragwerk.

3.1.9**mittragende Breite**

ungleichmäßige Spannungsverteilung in breiten Gurtscheiben infolge von Scheibenverformungen

3.1.10**Kapazitätsbemessung**

Bemessung eines Bauteils und seiner Anschlüsse derart, dass bei eingeprägten Verformungen planmäßige plastische Fließverformungen im Bauteil durch gezielte Überfestigkeit der Verbindungen und Anschlussteile sichergestellt werden

3.1.11**mehrteiliges Bauteil mit konstantem Querschnitt**

mehrteiliges Bauteil aus parallelen Gurten mit nominell konstantem Querschnitt entlang der Bauteilachse, das durch Gitterstäbe oder Bindeböleche in regelmäßigem Abstand verbunden ist

3.1.12**Bauteil mit konstantem Querschnitt**

Bauteil mit nominell konstantem Querschnitt entlang der Bauteilachse

3.2 Symbole und Abkürzungen

Folgende Formelzeichen werden im Sinne dieser Norm verwendet.

3.2.1 Lateinische Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche
A_c	Fläche des druckbeanspruchten Flansches
A_{ch}	Querschnittsfläche eines Gurtstabes
A_d	Querschnittsfläche eines Gitterstabes einer Gitterstütze
A_{eff}	wirksame Querschnittsfläche
A_f	Fläche eines Flansches
A_i	Querschnittsfläche für die Berechnung des charakteristischen Werts der Normalkrafttragfähigkeit
A_{net}	Nettoquerschnittsfläche
A_p	Querschnittsfläche eines Bindebblechs (oder horizontalen Bauteils) einer Gitterstütze
A_t	Fläche des zugbeanspruchten Flansches
$A_{t,net}$	Nettofläche des zugbeanspruchten Flansches
A_v	wirksame Schubfläche
A_w	Fläche des Stegbleches
A_0	Anfangsquerschnittsfläche
B_{Ed}	Bemessungswert des Wölbmomentes
B_{Rd}	Bemessungswert der Wölbmomententrägfähigkeit
B_{Rk}	charakteristischer Wert der Wölbmomententrägfähigkeit
C_D	Rotationssteifigkeit, die durch das stabilisierende Bauteil und die Verbindung mit dem Träger bewirkt wird
$C_{D,A}$	Rotationssteifigkeit der Verbindung zwischen dem Träger und dem stabilisierenden Bauteil
$C_{D,B}$	Rotationssteifigkeit infolge von Querschnittsverformungen des Trägers
$C_{D,C}$	Rotationssteifigkeit des stabilisierenden Bauteils bei Annahme einer steifen Verbindung mit dem Träger
C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}	äquivalente Momentenbeiwerte
E	Elastizitätsmodul
$EI \eta''_{cr,m} $	absoluter Wert des Biegemoments aufgrund $\eta_{cr,m}$ am kritischen Querschnitt m
$F_{cr,ns}$	kleinste ideale Verzweigungslast des einzelnen Bauteils für eine Knickbiegelinie, entweder in oder aus der Ebene, am seitlich unverschieblichen System.
$F_{cr,sw}$	ideale Verzweigungslast für das Gesamtstabilitätsversagen in der Ebene für eine Knickbiegelinie am verschieblichen System
F_d	Bemessungswert der Last auf dem Tragwerk
$F_{z,Ed}$	Bemessungswert der Querbelastung

$F_{z,Rd}$	Bemessungswert der Beanspruchbarkeit bei Querbelastung
G	Schubmodul
G_k	charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung
H	Tragwerkshöhe
H_{Ed}	Bemessungswert der gesamten horizontalen Last
H_f	horizontale Ersatzlast
H_{st}	Stockwerkshöhe
I	Trägheitsmoment
I_b	Trägheitsmoment eines Bindebleches in der Nachweisebene
I_{ch}	Trägheitsmoment eines Gurtstabes in der Nachweisebene
I_{eff}	effektives Trägheitsmoment eines mehrteiligen Bauteils
I_T	Torsionsflächenmoment des Trägers
I_w	Wölbflächenmoment des Trägers
I_y, I_z	Trägheitsmoment um die y-y-Achse bzw. die z-z-Achse
$I_{z,fl}$	Trägheitsmoment um die z-z-Achse der beiden Flansche
I_1	äquivalentes Trägheitsmoment eines mehrteiligen Bauteils mit Bindeblechen
K_{st}	seitliche Steifigkeit eines Stockwerkes
K_v	Faktor zur Berücksichtigung der Nachweisart bei der Bewertung von Verdrehbehinderungen
K_θ	Faktor zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs bei der Bewertung von Verdrehbehinderungen
L	Länge (Bauteillänge, Spannweite usw.)
L_c	Abstand zwischen zwei aufeinander folgenden seitlichen Stützpunkten
L_{ch}	Knicklänge des Gurts in einem mehrteiligen Bauteil
L_{cr}	Knicklänge
L_d	Länge eines Gitterstabes in einem mehrteiligen Bauteil
L_{st}	Mindestabstand von Abstützmaßnahmen
L_y	wirksame Länge der Beanspruchbarkeit bei Querbelastung
$M_{b,Rd}$	Bemessungswert der Biegeknicktragfähigkeit eines biegebeanspruchten Bauteils
$M_{B,V,Rd}$	Bemessungswert der abgeminderten Momententrägfähigkeit unter Berücksichtigung von Querkraft und Wölbmoment
$M_{c,B,Rd}$	Bemessungswert der abgeminderten Momententrägfähigkeit unter Berücksichtigung des Wölbmoments
M_{cr}	ideales Verzweigungsmoment bei Biegendrillknicken
$M_{c,Rd}$	Bemessungswert der Momententrägfähigkeit bei Berücksichtigung von Löchern
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments
M_{Ed}^I	Bemessungswert des maximal einwirkenden Moments erster Ordnung in der Mitte eines mehrteiligen Bauteils

$M_{el,Rd}$	Bemessungswert der Momententrägfähigkeit nach Elastizitätstheorie
$M_{ep,Rd}$	Bemessungswert der elastisch-plastischen Momententrägfähigkeit
M_h	negatives Moment an Bauteilenden
$M_{N,ep,Rd}$	Bemessungswert der elastisch-plastischen Momententrägfähigkeit unter Berücksichtigung der Normalkraft
$M_{N,Rd}$	Bemessungswert der abgeminderten Momententrägfähigkeit unter Berücksichtigung der Normalkraft
$M_{pl,Rd}$	Bemessungswert der Momententrägfähigkeit nach Plastizitätstheorie
M_{Rk}	charakteristischer Wert der Momententrägfähigkeit
$M_{Rk,m}$	charakteristischer Wert der Momententrägfähigkeit des kritischen Querschnitts m
$M_{V,Rd}$	Bemessungswert der abgeminderten plastischen Momententrägfähigkeit unter Berücksichtigung der Querkraft
$M_{y,Ed}$	Bemessungswert des Biegemoments (y-y-Achse)
$M_{y,Rd}$	Bemessungswert der Momententrägfähigkeit um die y-y-Achse
$M_{y,Rk}$	charakteristischer Wert der Momententrägfähigkeit um die y-y-Achse
$M_{z,Ed}$	Bemessungswert des Biegemoments (z-z-Achse)
$M_{z,Rd}$	Bemessungswert der Momententrägfähigkeit um die z-z-Achse
$M_{z,Rk}$	charakteristischer Wert der Momententrägfähigkeit (z-z-Achse)
M_0	Feldmoment in der Bauteilmitte
N	Anzahl der Spannungsszyklen während der Bemessungsnutzungsdauer
$N_{b,Rd}$	Bemessungswert der Biegeknicktragfähigkeit eines druckbeanspruchten Bauteils
$N_{c,Rd}$	Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit bei Druck
$N_{ch,Ed}$	Bemessungswert einer Normalkraft in einem Gurt, in der Mitte eines mehrteiligen Bauteils
N_{cr}	ideale Verzweigungslast der Normalkraft für den maßgebenden Knickfall gerechnet mit den Abmessungen des Bruttoquerschnitts
$N_{cr,c,z}$	ideale Verzweigungslast unter Normalkraft für das Biegeknicken des druckbeanspruchten Flansches
$N_{cr,m}$	ideale Verzweigungslast der Normalkraft im Querschnitt m
$N_{cr,T}$	ideale Verzweigungslast unter Normalkraft bei Drillknicken
$N_{cr,TF}$	ideale Verzweigungslast unter Normalkraft für Biegendrillknicken
$N_{cr,V}$	effektive ideale Verzweigungslast unter Normalkraft für das mehrteilige Bauteil, einschließlich des Einflusses seiner Schubsteifigkeit
$N_{cr,y}, N_{cr,z}$	ideale Verzweigungslast unter Normalkraft für das Biegeknicken um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (Druck)
$N_{Ed,m}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (Druck) an einem Querschnitt m
$N_{f,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft im druckbeanspruchten Flansch im Bereich einer Stützung am Fließgelenk

$N_{\text{net},\text{Rd}}$	Bemessungswert der plastischen Normalkrafttragfähigkeit des Nettoquerschnitts
$N_{\text{pl},\text{Rd}}$	Bemessungswert der plastischen Normalkrafttragfähigkeit des Bruttoquerschnitts
N_{Rd}	Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit
N_{Rk}	charakteristischer Wert der Normalkrafttragfähigkeit
$N_{\text{Rk,m}}$	charakteristischer Wert der Normalkrafttragfähigkeit am Querschnitt m
$N_{\text{t},\text{Rd}}$	Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit unter Zugbeanspruchung
$N_{\text{u},\text{Rd}}$	Bemessungswert der Zugtragfähigkeit des Nettoquerschnitts längs der kritischen Risslinie durch die Löcher
P_k	charakteristischer Wert einer während der Errichtung aufgebrachten Vorspannkraft
Q_m	lokale Ersatzkraft auf stabilisierende Bauteile im Bereich von Fließgelenken
R_{eH}	Streckgrenze nach der entsprechenden Produktnorm
R_d	Bemessungswert einer Beanspruchbarkeit
R_k	charakteristischer Wert einer Beanspruchbarkeit
R_m	Zugfestigkeit nach der entsprechenden Produktnorm
S	statisches Flächenmoment
S_v	Schubsteifigkeit infolge der Verformungen des Gitterstabs oder Bindebretts
S_{v}	Schubsteifigkeit der Bleche im Hinblick auf die Verformungen des Trägers in der Blechebene
T_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmomentes
$T_{\text{t,Ed}}$	Bemessungswert des einwirkenden St. Venant'schen Torsionsmoments
T_{Rd}	Bemessungswert der Torsionsmomententragfähigkeit
$T_{\text{w,Ed}}$	Bemessungswert des einwirkenden Wölbkrafttorsionsmoments
$V_{\text{c},\text{Rd}}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit
V_{Ed}	Bemessungswert der Querkraft
V_{Ed}^1	Bemessungswert der Querkraft erster Ordnung in einem mehrteiligen Bauteil
$V_{\text{pl},\text{Rd}}$	Bemessungswert der plastischen Querkrafttragfähigkeit
$V_{\text{pl,T,Rd}}$	Bemessungswert der abgeminderten plastischen Querkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung eines Torsionsmoments
$W_{\text{B,pl}}$	plastisches Widerstandsmoment für den plastischen Widerstand des Wölbmoments
W_{eff}	wirksames Widerstandsmoment
$W_{\text{eff,min}}$	kleinstes wirksames elastisches Widerstandsmoment
W_{el}	elastisches Widerstandsmoment
$W_{\text{el,min}}$	kleinstes elastisches Widerstandsmoment
$W_{\text{el,y}}, W_{\text{el,z}}$	elastisches Widerstandsmoment für die Biegung um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse
W_{ep}	elastisch-plastisches Widerstandsmoment für einen Querschnitt der Klasse 3
$W_{\text{ep,y}}, W_{\text{ep,z}}$	elastisch-plastisches Widerstandsmoment für die Biegung um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse

W_{pl}	plastisches Widerstandsmoment
$W_{pl,y}, W_{pl,z}$	plastisches Widerstandsmoment für die Biegung um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse
X_d	Bemessungswert einer Basisvariable
X_k	charakteristischer Wert einer Basisvariable
$X_{k,i}$	charakteristischer Wert einer Werkstoffeigenschaft
$X_{k,th}$	charakteristischer Sollwert einer Basisvariable
X_m	Mittelwert einer Basisvariable
X_n	Nennwert einer Basisvariable
X_{rep}	repräsentativer Wert von Werkstoffeigenschaften
$X_{5\%}$	oberer Referenzwert
$X_{0,12\%}$	unterer Referenzwert
Z_{Ed}	erforderlicher Z-Wert des Werkstoffs aus Dehnungsbeanspruchung in Blehdickenrichtung
Z_{Rd}	verfügbarer Z-Wert des Werkstoffs in Blehdickenrichtung

3.2.2 Lateinische Kleinbuchstaben

a	Verhältnis der Stegfläche zur Bruttoquerschnittsfläche
a_d	Bemessungswert der geometrischen Parameter
a_f	Verhältnis der Querschnittsfläche der kleineren Seiten zur Bruttoquerschnittsfläche für rechteckige Hohlquerschnitte
a_w	Verhältnis der Querschnittsfläche der größeren Seiten zur Bruttoquerschnittsfläche für rechteckige Hohlquerschnitte
b	Querschnittsbreite
c	Breite oder Höhe eines Querschnittsteils
d	Außendurchmesser eines runden Hohlquerschnitts
d_{ch}	Abstand entlang eines Gurtes eines mehrteiligen Bauteils zwischen zwei aufeinander folgenden Gitterstäben oder Bindebüchsen
d_e	äquivalenter Durchmesser für runde und elliptische Hohlquerschnitte
d_w	Stegdicke zwischen den Ausrundungen oder Nahtübergängen
d_z	Abstand von seitlichen Zwischenabstützpunkten vom Schubmittelpunkt des Querschnitts
d_0	Schraubenlochdurchmesser
e_N	Verschiebung der Hauptachse des wirksamen Querschnitts mit der Fläche A_{eff} bezogen auf die Hauptachse des Bruttoquerschnitts
$e_{N,y}$	Verschiebung der Hauptachse des wirksamen Querschnitts mit der Fläche A_{eff} bezogen auf die Hauptachse des Bruttoquerschnitts, die zu einem Biegemoment um die y-y-Achse führt
$e_{N,z}$	Verschiebung der Hauptachse des wirksamen Querschnitts mit der Fläche A_{eff} bezogen auf die Hauptachse des Bruttoquerschnitts, die zu einem Biegemoment um die z-z-Achse führt
e_0	äquivalente Vorkrümmung

$e_{0,LT}$	äquivalente Vorkrümmung für Biegedrillknicken
$e_{0,m}$	äquivalente Vorkrümmung am kritischen Querschnitt m
f_m	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung der Biegemomentverteilung zwischen getrennten seitlichen Stützpunkten
f_y	Streckgrenze
$f_{y,red}$	abgeminderte Streckgrenze
f_u	Zugfestigkeit
h	Querschnittshöhe
h_w	Tiefe des Stegbleches
h_0	Abstand zwischen den Schwerachsen der Gurtstäbe
i	Trägheitsradius für die maßgebende Knickebene bezogen auf den Bruttoquerschnitt
i_{min}	kleinster Trägheitsradius von Einzelwinkeln
i_y, i_z	Trägheitsradius für die Biegung um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse
i_p	polarer Trägheitsradius
i_0	minimaler Trägheitsradius des Querschnitts eines mehrteiligen Bauteils mit über Eck gestelltem Gitterstab
k	Korrekturbeiwert für die Zugtragfähigkeit des Nettoquerschnitts
k_σ	Beulfaktor
k_c	Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Momentenverteilung
k_{ij}	Interaktionsbeiwerte (allgemeines Symbol für k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} und k_{zz})
k_{sw}	Verstärkungsfaktor zur Berücksichtigung von Einflüssen aus der Theorie II. Ordnung auf die seitliche Verformung aufgrund vertikaler Lasten
k_w	Interaktionsbeiwert für auf Biegung, Drucknormalkraft und Torsion beanspruchte Bauteile mit konstantem Querschnitt, um die Wölbmomentenwirkung zu erfassen
$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$	Interaktionsbeiwerte für auf Biegung und Drucknormalkraft beanspruchte Bauteile mit konstantem Querschnitt
k_{zw}	Interaktionsbeiwert für auf Biegung, Drucknormalkraft und Torsion beanspruchte Bauteile mit konstantem Querschnitt, um den Einfluss von Biegemomenten um die z-z-Achse zu erfassen
k_α	Interaktionsbeiwert für auf Biegung, Drucknormalkraft und Torsion beanspruchte Bauteile mit konstantem Querschnitt, um den Einfluss von Biegemomenten um die y-y-Achse zu erfassen
k_σ	Beulfaktor
k_0	Grenzwert für $\alpha_{cr,ns}$
m	Anzahl der Stützen in einer Reihe oder der auszusteifenden Bauteile
n	Verhältnis von Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft zum Bemessungswert der plastischen Normalkrafttragfähigkeit des Bruttoquerschnitts
n_p	Anzahl der Ebenen der Gitterstäbe oder Bindebleche

n_y	Verhältnis von Bemessungswert der Normalkraft zu Bemessungswert der Biegeknicktragfähigkeit eines druckbeanspruchten Bauteils für das Knicken um die y-y-Achse
n_z	Verhältnis von Bemessungswert der Normalkraft zu Bemessungswert der Biegeknicktragfähigkeit eines druckbeanspruchten Bauteils für das Knicken um die z-z-Achse
n_1	Anzahl der Löcher längs einer kritischen Risslinie (in einer Diagonalen oder Zackenlinie), die sich über den Querschnitt oder über Querschnittsteile erstreckt
n_2	Anzahl der Löcher in einem Querschnitt bei nicht versetzt angeordneten Löchern
p	Abstand zwischen Mittelpunkten von benachbarten Löchern, entlang der Profilmittellinie in einem Winkel gemessen
p_2	Lochabstand bei versetzten Löchern gemessen als Abstand der Lochachsen in der Projektion senkrecht zur Bauteilachse
q_d	Bemessungswert der Ersatzlast je Längeneinheit
r	Ausrundungsradius
r_1	Ausrundungsradius
r_2	Abrundungsradius
s	Lochabstand bei versetzten Löchern, gemessen als Abstand der Lochachsen parallel zur Bauteilachse
s_s	Länge des steifen Lagers
t	Dicke
t_{cor}	Kerndicke
t_d	Bemessungsdicke
t_f	Flanschdicke
t_{mc}	Dicke der Metallbeschichtung
t_{nom}	Nenndicke des Blechs
tol	Mindestwert der Grenzabweichung der Dicke
t_w	Stegdicke

3.2.3 Griechische Großbuchstaben

ΔA_{net}	abzuziehende Schnittfläche zur Berücksichtigung der Löcher
Δ_f	Horizontalverschiebung der oberen Knoten gegenüber den unteren Knoten eines Stockwerks infolge H_f
ΔM_{Ed}	Zusatzmoment aus der Verschiebung der Hauptachse des wirksamen Querschnitts mit der Fläche A_{eff} bezogen auf die Hauptachse des Bruttoquerschnitts
$\Delta M_{y,\text{Ed}}$	Moment um die y-y-Achse aufgrund der Verschiebung der Hauptachse
$\Delta M_{z,\text{Ed}}$	Moment um die z-z-Achse aufgrund der Verschiebung der Hauptachse
Φ	Wert zur Bestimmung des Abminderungsbeiwertes χ für das Biegeknicken
Φ_{LT}	Wert zur Bestimmung des Abminderungsbeiwertes χ_{LT} für das Biegendrillknicken

3.2.4 Griechische Kleinbuchstaben

α	Imperfektionsbeiwert
α_c	Anteil eines Querschnittsteils unter Druckbeanspruchung
α_{cr}	kleinstmöglicher Vergrößerungsfaktor der Kraft
$\alpha_{cr,ns}$	Faktor, mit dem der Bemessungswert der Einwirkungen erhöht werden müsste, um die ideale Verzweigungslast für eine Knickbiegelinie, entweder in oder aus der Ebene, am seitlich unverschieblichen System zu erreichen
$\alpha_{cr,op}$	kleinster Vergrößerungsbeiwert für die Bemessungslasten in der Ebene, um die ideale Verzweigungslast bezüglich Biegeknicken oder Biegendrillknicken zu erreichen
$\alpha_{cr,sw}$	Faktor, mit dem die Bemessungswerte der Belastung erhöht werden müssten, um die ideale Verzweigungslast des Gesamttragwerks am seitlich unverschieblichen System zu erreichen
α_h	Faktor zur Beschreibung des Momentenverlaufs; $h =$ negatives Moment
α_H	Abminderungsfaktor in Abhängigkeit der Stützenhöhe H
α_{LT}	Imperfektionsbeiwert für Biegendrillknicken
α_m	Abminderungsfaktor in Abhängigkeit von der Anzahl der Stützen in einer Reihe oder der auszusteifenden Bauteile
α_R	tragfähigkeitsseitiger Wichtungsfaktor zur Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten
α_{Rk}	kleinstmöglicher Vergrößerungsfaktor der Normalkräfte in den Bauteilen, um den charakteristischen Widerstand des maximal beanspruchten Querschnitts zu erreichen, ohne jedoch das Knicken selbst zu berücksichtigen
α_s	Faktor zur Beschreibung des Momentenverlaufs; $s =$ positives Moment
α_T	Wärmeausdehnungskoeffizient.
α_{TF}	Imperfektionsbeiwert für Biegendrillknicken
$\alpha_{ult,k}$	Vergrößerungsbeiwert für die Einwirkungen, um den charakteristischen Wert der Tragfähigkeit bei Unterdrückung von Verformungen aus der Ebene zu erreichen
α_y	Parameter für den Querschnittsnachweis bei Biegung um beide Hauptachsen
α_z	Parameter für den Querschnittsnachweis bei Biegung um beide Hauptachsen
β	Referenzwert der bezogenen Vorkrümmung
β_c	Anpassungsfaktor des druckbeanspruchten Flansches
$\beta_{ep,y}, \beta_{ep,z}$	Interpolationsbeiwert für die Biegung um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse
β_{LT}	Referenzwert der bezogenen Vorkrümmung für Biegendrillknicken
γ_{Mi}	Teilsicherheitsbeiwert (allgemeines Symbol)
γ_{M0}	Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Querschnitten
γ_{M1}	Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen (bei Anwendung von Bauteilnachweisen)
γ_{M2}	Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Querschnitten bei Bruchversagen infolge Zugbeanspruchung
γ_R	Teilsicherheitsbeiwert für diese Beanspruchbarkeit
δ_q	Durchbiegung des stabilisierenden Systems unter der Ersatzkraft q

ε	Werkstoffparameter in Abhängigkeit von f_y
ε_t	Zugdehnung
η	Beiwert für die wirksame Schubfläche
$\eta_{cr}(x)$	Form der maßgebenden Knickbiegelinie nach der Elastizitätstheorie (erster oder höherer Ordnung)
η_i	Umrechnungsfaktor
$\eta_{init}(x)$	Form der äquivalenten geometrischen Ersatzimperfektion
θ	Winkel zwischen den Schwerachsen von Gitterstäben und Gurtstäben
$\bar{\lambda}$	bezogener Schlankheitsgrad
$\bar{\lambda}_{c,z}$	bezogener Schlankheitsgrad des äquivalenten druckbeanspruchten Flansches
$\bar{\lambda}_{c,z,mod}$	modifizierter bezogener Schlankheitsgrad des äquivalenten druckbeanspruchten Flansches
$\bar{\lambda}_m$	bezogener Schlankheitsgrad bezogen auf den Querschnitt m
$\bar{\lambda}_{LT}$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegendrillknicken
$\bar{\lambda}_{LT,lim}$	Grenzwert des bezogenen Schlankheitsgrad für die Empfindlichkeit gegen Biegendrillknicken
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	Plateaulänge der Biegendrillknicklinie für gewalzte und geschweißte Querschnitte
$\bar{\lambda}_{op}$	globaler bezogener Schlankheitsgrad eines Bauteils oder einer Bauteilkomponente zur Berücksichtigung von Stabilitätsverhalten aus der Ebene
$\bar{\lambda}_T$	bezogener Schlankheitsgrad für Drillknicken
$\bar{\lambda}_{TF}$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegendrillknicken
λ_1	Bezugsschlankheitsgrad zur Bestimmung des bezogenen Schlankheitsgrads
μ	Beiwert des Wirkungsgrads in mehrteiligen Bauteilen
ν	Poissonsche Zahl
ρ	Abminderungsbeiwert zur Bestimmung des Bemessungswerts der abgeminderten plastischen Momententrägfähigkeit unter Berücksichtigung von Querkräften
σ	Normalspannung
$\sigma_{com,Ed}$	maximaler Bemessungswert der Druckspannung in Längsrichtung
$\sigma_{eq,Ed}$	Bemessungswert der äquivalenten Normalspannung in Längsrichtung
$\sigma_{w,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalspannung in Längsrichtung infolge Wölb-bimoment B_{Ed}
$\sigma_{x,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalspannung in Längsrichtung
$\sigma_{z,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalspannung in Querrichtung
τ_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Schubspannung
$\tau_{t,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Schubspannung infolge St. Venant'scher (primärer) Torsion
$\tau_{w,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Schubspannung infolge Wölkrafttorsion
ϕ	Anfangsschiefstellung
ϕ_0	Ausgangswert der Anfangsschiefstellung
χ	Abminderungsbeiwert entsprechend der maßgebenden Knickkurve

χ_{LT}	Abminderungsbeiwert für Biegedrillknicken
χ_m	Abminderungsbeiwert entsprechend der maßgebenden Knickkurve in Abhängigkeit des bezogenen Schlankheitsgrads $\bar{\lambda}_m$
χ_{op}	Abminderungsbeiwert für den bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{op}$
χ_T	Abminderungsbeiwert für Drillknicken
χ_{TF}	Abminderungsbeiwert für Biegedrillknicken
χ_y	Abminderungsbeiwert für Biegeknicken um die y-y-Achse
χ_z	Abminderungsbeiwert für Biegeknicken um die z-z-Achse
ψ	Verhältnis von Endmomenten in einem Trägerabschnitt oder Spannungsverhältnis

3.3 Definition der Bauteilachsen

(1) Die Bauteilachsen werden wie folgt definiert:

x-x — längs des Bauteils;

y-y — Querschnittsachse;

z-z — Querschnittsachse.

(2) Die Querschnittsachsen von Stahlbauteilen werden wie folgt definiert:

— Allgemein:

y-y — Querschnittsachse parallel zu den Flanschen;

z-z — Querschnittsachse rechtwinklig zu den Flanschen.

— für Winkelprofile:

y-y — Querschnittsachse parallel zum kleineren Schenkel;

z-z — Querschnittsachse rechtwinklig zum kleineren Schenkel.

— wenn erforderlich:

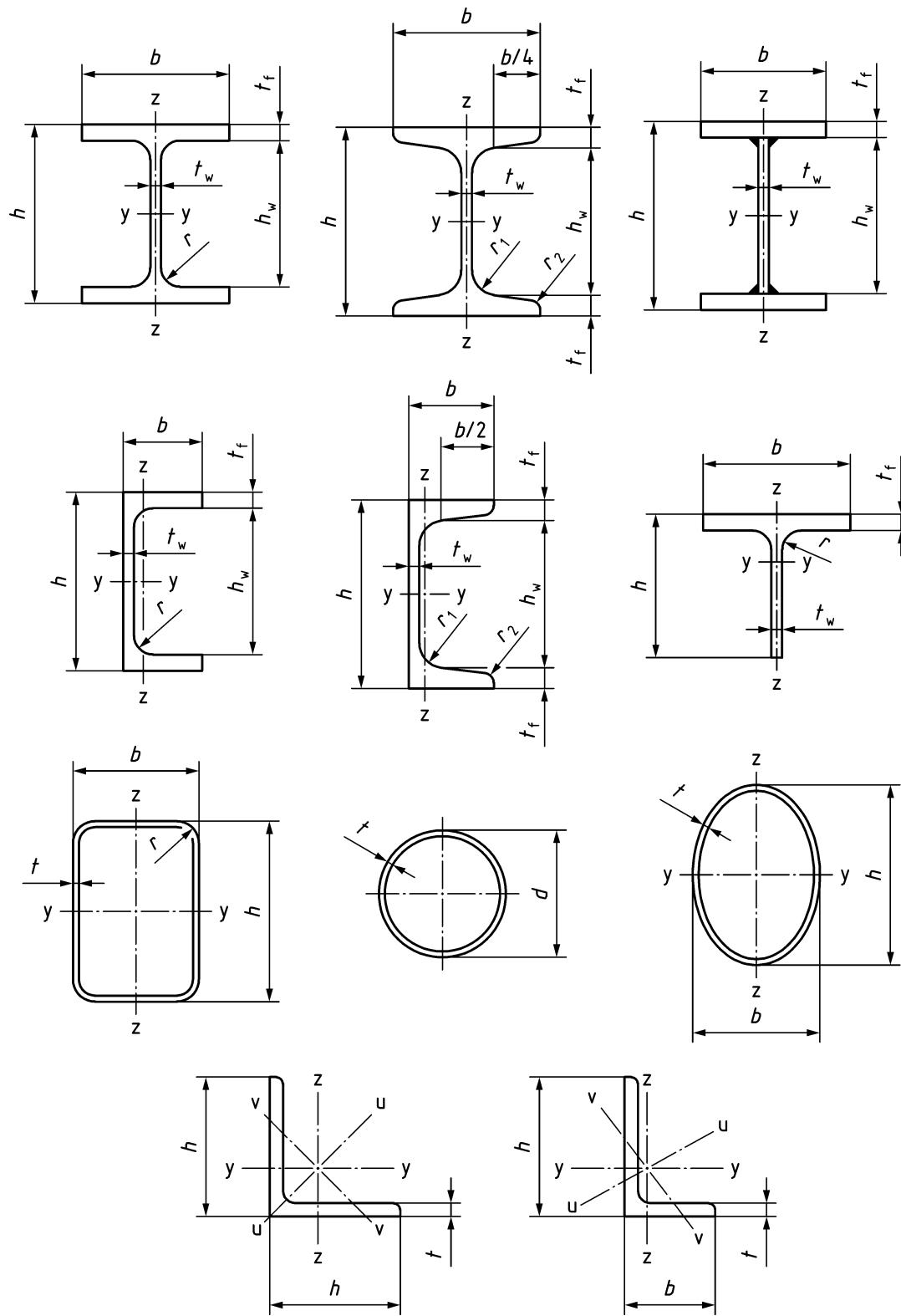
u-u — starke Querschnittshauptachse (falls diese nicht mit der y-y-Achse übereinstimmt);

v-v — schwache Querschnittshauptachse (falls diese nicht mit der z-z-Achse übereinstimmt);

(3) Die Symbole für die Abmessungen und Achsen gewalzter Stahlprofile sind in Bild 3.1 angegeben.

(4) Die Vereinbarung für Indizes zur Bezeichnung der Achsen von Momenten lautet: „Es gilt die Achse, um die das Moment wirkt.“

ANMERKUNG Alle Regeln nach EN 1993 beziehen sich auf die Eigenschaften in den Hauptachsenrichtungen, welche im Allgemeinen als y-y-Achse und z-z-Achse für symmetrische Querschnitte und u-u-Achse und v-v-Achse für unsymmetrische Querschnitte, wie z. B. Winkel, festgelegt sind.

- Entwurf -**Bild 3.1 — Abmessungen und Achsen von Profilquerschnitten**

4 Grundlagen für die Tragwerksplanung

4.1 Allgemeine Regeln

4.1.1 Grundlegende Anforderungen

(1)P Für die Tragwerksplanung von Stahlbauten gelten die Grundlagen von EN 1990 und die spezifischen Bemessungsregeln für Stahlbauten nach diesem Teil EN 1993-1-1.

(2)P Stahlbauten, die nach EN 1993 bemessen werden, müssen in Übereinstimmung mit EN 1090-2 und/oder EN 1090-4 ausgeführt werden.

4.1.2 Tragwerkszuverlässigkeit

(1)P Um die Zuverlässigkeit der fertiggestellten Bauwerke zu erzielen, die nach EN 1990 erforderlich ist, muss eine geeignete Ausführungsklasse nach Anhang A für Stahlbauten gewählt werden, die nach EN 1090-2 und EN 1090-4 ausgeführt werden.

(2) Falls eine andere als die in dieser Norm empfohlene Zuverlässigkeit gefordert wird, sollte diese durch entsprechende Gütesicherungsmaßnahmen bei der Tragwerksplanung und der Ausführung nach EN 1990, EN 1090-2 und EN 1090-4 erreicht werden.

4.1.3 Robustheit

(1) Die Regeln bezüglich der Robustheit nach EN 1990 sollten eingehalten werden.

(2) Die allgemeine Anordnung des Tragwerks und die Interaktion und Verbindung seiner verschiedenen Teile sollten so beschaffen sein, dass sie eine geeignete Robustheit während der Bauausführung und Nutzung bieten.

4.1.4 Nutzungsdauer bei Hochbauten

(1)P,B Zur Festlegung der vorgesehenen Nutzungsdauer von Hochbauten müssen die Festlegungen nach EN 1990 eingehalten werden.

(2)B Für Bauteile, die nicht für die gesamte Nutzungsdauer von Hochbauten bemessen werden können (z. B. Bauteile, die austauschbar sein sollen, wie Lager), siehe Abschnitt 6(5)B.

4.1.5 Dauerhaftigkeit

(1)P Abhängig von der Art der Einwirkungen, die die Nutzungsdauer (siehe EN 1990) beeinflussen, muss bei Stahltragwerken Folgendes beachtet werden:

- Bemessung für die Auswirkungen von Korrosion, durch:
 - geeignetem Schutz der Oberfläche (siehe EN ISO 12944, EN ISO 1461);
 - Einsatz von wetterfestem Baustahl (siehe EN 10025-5);
 - Einsatz von nichtrostendem Stahl (siehe EN 1993-1-4).
- Bemessung für die Auswirkungen von Ermüdung (siehe Abschnitt 10 und EN 1993-1-9);
- Berücksichtigung der Auswirkung von Verschleiß beim Entwurf;
- Bemessung für außergewöhnliche Einwirkungen (siehe EN 1991-1-7);
- Sicherstellung von Inspektions- und Wartungsmaßnahmen.

(2)P Für weiterführende Überlegungen zur Dauerhaftigkeit muss Abschnitt 6 eingehalten werden.

4.2 Prinzipien der Bemessung nach Grenzzuständen

(1)P Für Tragwerke aus Stahl müssen der Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für alle Aspekte des Tragwerkes berücksichtigt werden.

(2)P Für Tragwerke aus Stahl müssen alle relevanten Bemessungssituationen berücksichtigt werden, einschließlich der relevanten Phasen während der Errichtung.

ANMERKUNG Für die Auswahl der Bemessungssituation siehe EN 1990.

4.3 Basisvariablen

4.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

(1)P Die charakteristischen Werte von Einwirkungen für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, einschließlich örtlicher oder klimatischer oder außergewöhnlicher Einwirkungen müssen den einschlägigen Teilen der Normenreihe EN 1991 entnommen werden.

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

(3) Auswirkungen absehbarer Setzungen und Setzungsunterschiede sollten auf der Grundlage realistischer Annahmen berücksichtigt werden.

(4) Einflüsse aus ungleichmäßigen Setzungen, eingeprägten Verformungen und Formen von Vorspannungen während der Montage sollten durch Verwendung des Nennwerts der Vorspannkraft P_k als ständige Einwirkung berücksichtigt werden; sie werden mit den anderen ständigen Lasten G_k zu einer ständigen Gesamteinwirkung $G_k + P_k$ zusammengefasst.

(5) Einwirkungen, die zu Ermüdungsbeanspruchungen führen und nicht in EN 1991 (alle Teile) festgelegt sind, sollten nach EN 1993-1-9 bestimmt werden.

4.3.2 Werkstoff- und Produkteigenschaften sowie geometrische Größen

(1) Werkstoffeigenschaften für Stahl und andere Bauprodukte und geometrische Größen für die Bemessung sollten den Festlegungen in EN- und EN ISO-Produktnormen entsprechen; oder sie sollten einer transparenten und vergleichpräzisen Beurteilung mit allen Anforderungen eines Europäischen Bewertungsdokuments (EAD) oder einer Europäische Technische Zulassung (ETA) entsprechen, sofern in EN 1993-1-1, Abschnitt 5, keine andere Regelung vorgesehen ist.

(2) Die Nennwerte der Werkstoffeigenschaften sollten als charakteristische Werte bei der Bemessung angenommen werden.

(3) Für die Tragwerksberechnung und die Bemessung dürfen die Nennwerte der Abmessungen verwendet werden.

4.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

4.4.1 Bemessungswerte von Einwirkungen

(1)P Für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten müssen die Kombination von Einwirkungen und die Teilsicherheitsbeiwerte von Einwirkungen nach EN 1990:², Anhang A hergeleitet werden.

² In Vorbereitung. Aktueller Stand: prEN 1990:2020.

4.4.2 Bemessungswerte von Werkstoffeigenschaften

(1)P Für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten muss der Bemessungswert von Werkstoffeigenschaften hergeleitet werden, indem sein charakteristischer Wert X_k oder Nennwert X_n durch den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwert für die Werkstoffe, γ_M dividiert wird.

4.4.3 Bemessungswerte der geometrischen Größen

(1) Geometrische Größen für die Querschnitte und Abmessungen des Tragwerks dürfen EN- und EN ISO-Produktnormen, EADs, ETAs oder Bauteilspezifikationen für die Ausführung nach EN 1090 entnommen werden; sie sind als Nennwerte zu behandeln.

(2) Die Maße von warmgewalzten Profilen dürfen EN 10365 entnommen werden.

ANMERKUNG Die Norm EN 10365 gibt nicht den Ausrundungsradius an. Er kann jedoch aus der Querschnittsfläche und den anderen Maßen berechnet werden, sofern im nationalen Anhang nichts anderes angegeben ist.

(3) Die in dieser Norm festgelegten Bemessungswerte der geometrischen Ersatzimperfektionen enthalten:

- Einflüsse aus geometrischen Imperfektionen, die durch geometrische Toleranzen in den Produktnormen oder Ausführungsnormen begrenzt sind;
- Einflüsse struktureller Imperfektionen infolge Herstellung und Bauausführung;
- Eigenspannungen;
- ungleichmäßige Verteilung der Streckgrenze.

(4) Die Bemessungsregeln nach EN 1993-1-1 sollten auf Stähle mit einer Nennwerkstoffdicke von t größer gleich 3 mm angewendet werden.

(5) Die Bemessungsregeln nach EN 1993-1-1 dürfen ebenfalls auf Bauteile aus Stahl mit Nennwerkstoffdicken t kleiner als 3 mm, aber größer oder gleich 1,5 mm angewendet werden, vorausgesetzt, es wird die Bemessungsdicke t_d verwendet. Die Bemessungsdicke t_d ermittelt sich aus der Kerndicke des Stahls t_{cor} anstatt aus der Nenddicke t , wie folgt:

$$\begin{aligned} t_d &= t_{cor} && \text{wenn } tol \leq 5 \% \\ t_d &= t_{cor} \frac{100 - tol}{95} && \text{wenn } tol > 5 \% \end{aligned} \tag{4.1}$$

Dabei ist

$$t_{cor} = t_{nom} - t_{mc}$$

tol die negative Toleranz der Dicke in % nach der zutreffenden EN oder EN ISO, EAD oder ETA;

t_{nom} die Nenddicke des ursprünglichen Blechs, einschließlich Zink und anderer metallischer Beschichtung und ausgenommen organische Beschichtung;

t_{mc} die Dicke der Metallbeschichtung.

4.4.4 Toleranzen

(1) Die Toleranzen für Abmessungen und Massen von gewalzten Profilen, Hohlprofilen und Blechen sollten der maßgebenden EN- oder EN ISO-Produktnorm, EAD oder ETA entsprechen, sofern nicht strengere Toleranzforderungen durch die zuständigen Behörden festgelegt oder durch die zuständigen Parteien für ein spezifisches Projekt vereinbart wurden.

(2) Herstellungs- und Errichtungstoleranzen sollten mit EN 1090-2 und EN 1090-4 übereinstimmen.

4.4.5 Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit

(1) Für Tragwerke aus Stahl gilt EN 1990, Gleichung (8.20):

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{R\{X_{rep}; \alpha_d; \sum F_{Ed}\}}{\gamma_R} \quad (4.2)$$

Dabei ist

F_{Ed} die Bemessungswerte von Einwirkungen, siehe 4.4.1;

$R\{\dots\}$ das Ergebnis des Beanspruchbarkeitsmodells;

R_k der charakteristische Wert dieser Beanspruchbarkeit;

X_{rep} die repräsentativen Werte der Werkstoffeigenschaften, definiert als ηX_k , sofern nicht in speziellen Regeln anders festgelegt, werden die Nennwerte der Werkstoffeigenschaften nach 5.2.1 in EN 1993 verwendet.

α_d die Bemessungswerte der geometrischen Parameter, siehe 4.4.3;

γ_R der Teilsicherheitsbeiwert für diese Beanspruchbarkeit. In EN 1993-1-1, wird für γ_R der Wert des geeigneten Teilsicherheitsbeiwerts γ_{Mi} angesetzt, siehe 8.1.

4.5 Bemessung mit Hilfe von Versuchen

(1) Werte für die Beanspruchbarkeiten R_k oder R_d dürfen unter Anwendung der Verfahren einer Bemessung mit Hilfe von Versuchen bestimmt werden.

ANMERKUNG Ein Leitfaden zur Bemessung mit Hilfe von Versuchen ist in EN 1990:—³, Anhang D angegeben. Spezifischere Festlegungen können in anderen Teilen von EN 1993 enthalten sein.

5 Material

5.1 Allgemeines

(1) Für den Entwurf und die Bemessung von Stahltragwerken nach EN 1993-1-1 sollte das Material für die Fertigung den Stahlsorten nach Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 und den folgenden Produktnormen entsprechen: EN 10025, EN 10149, EN 10210-1, EN 10210-2, EN 10219-1 und EN 10219-2.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang gibt Hinweise zur Anwendung von Stahlsorten und Stahlprodukten.

(2) Wenn andere Stahlsorten als die in (1) genannten verwendet werden, müssen die Eigenschaften (mechanische Eigenschaften und Schweißbarkeit) bekannt sein und die mechanischen Eigenschaften müssen bei einer Prüfung nach den entsprechenden EN-, ISO- oder EN ISO-Prüfnormen den in 5.2.2, 5.2.3 und 5.2.4 angegebenen Bedingungen entsprechen.

³ In Vorbereitung. Aktueller Stand: prEN 1990:2020.

5.2 Baustahl

5.2.1 Werkstoffeigenschaften

(1) Die Nennwerte der Streckgrenze f_y und der Zugfestigkeit f_u für Baustahl sollten:

- entweder direkt als Werte $f_y = R_{eH}$ und $f_u = R_m$ (als untere Grenze des angegebenen Bereichs) aus der Produktnorm; oder
- durch Verwendung der Werte in Tabelle 5.1 für Stahl entsprechend EN 10025, EN 10210-1, EN 10219-1, und der Tabelle 5.2 für Stahl entsprechend EN 10149 sowie unter Berücksichtigung der Verfügbarkeit von Material im Dickenbereich entsprechend der Produktnorm

ermittelt werden.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang kann zu a) oder b) eine Festlegung treffen unter Berücksichtigung der Auswirkungen auf Teilsicherheitsbeiwerte und deren Kalibrierung entsprechend Anhang E und EN 1990. Bei Option b) muss der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M 1$ erhöht werden.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang kann Regelungen für die Verwendung der Stähle entsprechend den Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 festlegen.

Tabelle 5.1 — Nennwerte der Streckgrenze f_y und der Zugfestigkeit f_u für Baustahl entsprechend der folgenden Normen: EN 10025, EN 10210-1, EN 10210-2, EN 10219-1 und EN 10219-2

Stahlsorte ^a	Erzeugnisdicke			
	t mm			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²
S235	235	360	215	360
S275	275	390	245	370
S355	355	490	325	470
S420	420	510	390	490
S460	460	540	410	510
S500	500	580	450	580
S550	550	600	500	600
S600	600	650	550	650
S620	620	700	560	660
S650	650	700	-	-
S690	690	770	630	710
S700	700	750	-	-

^a Hauptsymbole nach EN 10027-1.

Tabelle 5.2 — Nennwerte der Streckgrenze f_y und der Zugfestigkeit f_u für warmgewalzte Flacherzeugnisse zum Kaltumformen, entsprechend EN 10149

Werkstoffnorm, Stahlsorte und -güte	Erzeugnisdicke t mm			
	$t \leq 8 \text{ mm}$		$8 \text{ mm} < t \leq 20 \text{ mm}$	
	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²
EN 10149-2^a				
S 315 MC	315	390	315	390
S 355 MC	355	430	355	430
S 420 MC	420	480	420	480
S 460 MC	460	520	460	520
S 500 MC	500	550	500 ^b	550 ^b
S 550 MC	550	600	550 ^b	600 ^b
S 600 MC	600	650	600 ^b	650 ^b
S 650 MC	650	700	630 ^b	700 ^b
S 700 MC	700	750	680 ^b	750 ^b
EN 10149-3^a				
S 260 NC	260	370	260	370
S 315 NC	315	430	315	430
S 355 NC	355	470	355	470
S 420 NC	420	530	420	530

^a Nachweis der Kerbschlagarbeit nach EN 10149-1:2013, Abschnitt 11, Option 5 sollte spezifiziert werden.
^b $t \leq 16 \text{ mm}$

5.2.2 Anforderungen an die Duktilität

(1)P Eine Mindestduktilität ist erforderlich, die durch Grenzwerte für folgende Kennwerte definiert sein muss:

- das Verhältnis f_u/f_y ;
- die auf die Messlänge von $5,65 \sqrt{A_0}$ bezogene Bruchdehnung (wobei A_0 die Ausgangsquerschnittsfläche ist).

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann die Grenzwerte festlegen. Folgende Werte werden empfohlen:

- a) Für die Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie
 - $f_u/f_y \geq 1,10$;
 - Bruchdehnung mindestens 15 %;
- b) Für die Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie
 - $f_u/f_y \geq 1,05$;
 - Bruchdehnung mindestens 12 %.

(2) Bei Erzeugnissen aus Stahlsorten nach den Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 darf davon ausgegangen werden, dass sie die Mindestanforderungen an die Duktilität für die Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie erfüllen.

(3) Bei Stählen bis und einschließlich S460 entsprechend den Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 darf davon ausgegangen werden, dass sie die Mindestanforderungen an die Duktilität für eine Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie erfüllen.

5.2.3 Bruchzähigkeit

(1)P Der Werkstoff muss eine ausreichende Bruchzähigkeit aufweisen, um Sprödbruchversagen bei zugbeanspruchten Bauteilen bei der niedrigsten, in der geplanten Nutzungsdauer zu erwartenden Betriebstemperatur zu verhindern.

ANMERKUNG Die niedrigste Nutzungstemperatur kann durch den Nationalen Anhang festgelegt sein.

(2) Weitere Nachweise gegen Sprödbruchversagen dürfen vernachlässigt werden, wenn die Anforderungen in EN 1993-1-10 für die niedrigste Nutzungstemperatur erfüllt sind.

(3) Für druckbeanspruchte Bauteile, sollte eine Mindestzähigkeitseigenschaft ausgewählt werden, unter Verwendung der geeigneten Tabelle für die quasistatische Belastung oder Ermüdungsbelastung nach EN 1993-1-10.

ANMERKUNG Für Stähle, die dafür vorgesehen sind feuerverzinkt zu werden, siehe EN ISO 1461.

5.2.4 Eigenschaften in Dickenrichtung

(1) Die Solleigenschaften in Dickenrichtung des Werkstoffs sollten bestimmt werden, indem der erforderliche Bemessungs-Z-Wert Z_{Ed} für den Werkstoff nach EN 1993-1-10 berechnet wird.

(2) Wenn ein Werkstoff mit verbesserten Eigenschaften in Dickenrichtung erforderlich ist ($Z_{Ed} > 10$), sollte eine Werkstoffgütekasse nach EN 10164, d. h. Z 15, Z 25 oder Z 35, gewählt werden.

(3) Die Auswahl der Werkstoffgütekasse sollte nach Tabelle 5.3 erfolgen.

ANMERKUNG Die Eigenschaften in Dickenrichtung sind für Platten relevant, die senkrecht zu ihrer Ebene belastet werden, z. B. für geschweißte Träger-Stütze-Verbindungen und geschweißte Endplatten mit Spannung in der Dickenrichtung.

Tabelle 5.3 — Auswahl der Werkstoffgütekasse nach EN 10164

Soll-Bemessungswert Z_{Ed} nach EN 1993-1-10	Gütekasse nach EN 10164 (verfügbarer Z-Wert des Werkstoffs in Blechdickenrichtung)
$Z_{Ed} \leq 10$	—
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z 25
$Z_{Ed} > 30$	Z 35

5.2.5 Werte von anderen Werkstoffeigenschaften

(1) Die in den Berechnungen übernommenen Werkstoffeigenschaften sollten als die folgenden Mittelwerte für Stahl betrachtet werden:

- Elastizitätsmodul $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- Schubmodul $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000 \text{ N/mm}^2$
- Poissonsche Zahl $\nu = 0,3$
- Wärmeausdehnungskoeffizient. $\alpha_T = 12 \times 10^{-6} \text{ je } K \text{ (für } T \leq 100^\circ\text{C)}$

(2) Der Werkstoffparameter ε wird in mehreren Ausdrücken in EN 1993 (alle Teile) verwendet. Er wird wie folgt festgelegt:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.1)$$

Dabei ist

f_y die Streckgrenze, in N/mm^2 .

5.3 Verbindungsmittel

5.3.1 Schrauben, Bolzen, Nieten

(1) Bei Verbindungsmitteln sollten die Festlegungen nach EN 1993-1-8 eingehalten werden.

5.3.2 Schweißwerkstoffe

(1) Bei Schweißwerkstoffen sollten die Festlegungen nach EN 1993-1-8 eingehalten werden.

5.4 Andere vorgefertigte Produkte im Hochbau

(1)P,B Teilvorgefertigte oder komplett vorgefertigte Produkte jeder Art, die im Hochbau verwendet werden, müssen der maßgebenden EN- oder EN ISO-Produktnorm, der EAD oder ETA entsprechen.

6 Dauerhaftigkeit

(1)P Können Materialverschleiß, Korrosion oder Ermüdung maßgebend werden, müssen ein geeigneter Korrosionsschutz, eine geeignete Werkstoffwahl (siehe EN 1993-1-4, EN 1993-1-10) und eine geeignete Gestaltung der Konstruktion (siehe EN 1993-1-9) oder strukturelle Redundanz berücksichtigt werden.

(2)P Die Ausführung der Schutzmaßnahme muss EN 1090-2 entsprechen.

ANMERKUNG In EN 1090-2 sind die bei der Herstellung bzw. Montage zu beachtenden Einflussfaktoren aufgelistet, die bei Entwurf und Bemessung zu beachten sind.

(3)P Für Bauteile, die nicht inspiziert werden können, sind geeignete Korrosionsschutzmaßnahmen zu ergreifen.

(4) Bauteile, die anfällig sind gegen Korrosion, mechanische Abnutzung oder Ermüdung, sollten so konstruiert werden, dass die Bauwerksinspektion, Wartung und Instandsetzung in geeigneter Form möglich ist und Zugang für Inspektion und Wartung besteht.

(5)B Falls bei einem Bauwerk Bauteile austauschbar sein sollen (z. B. Lager), sollte der sichere Austausch als vorübergehende Bemessungssituation nachgewiesen werden.

(6)B Tragwerke innerhalb einer Gebäudehülle brauchen nicht mit einem Korrosionsschutz versehen zu werden, wenn die bezogene Luftfeuchte 80 % nicht überschreitet.

7 Tragwerksberechnung

7.1 Statische Systeme

7.1.1 Grundannahmen

(1)P Die statische Berechnung ist mit einem Berechnungsmodell zu führen, das für den zu betrachtenden Grenzzustand geeignet ist. Das Berechnungsverfahren muss den Bemessungsannahmen entsprechen.

7.1.2 Berechnungsmodelle für Anschlüsse

(1) Wenn die Einflüsse des Verhaltens der Anschlüsse auf die Schnittgrößenverteilung und auf die Gesamtverformung des Tragwerks maßgebend sind, sollten sie berücksichtigt werden (wie z. B. bei verformbaren Anschlüssen), siehe EN 1993-1-8.

(2) Um festzustellen, ob Einflüsse aus dem Verhalten von Anschlüssen bei der Berechnung berücksichtigt werden müssen, darf zwischen folgenden drei Anschlussmodellen unterschieden werden:

- gelenkige Anschlüsse, wenn angenommen werden darf, dass der Anschluss keine Biegemomente überträgt;
- biegesteife Anschlüsse, wenn angenommen werden darf, dass der Anschluss keine relative Rotation zwischen verbundenen Bauteilen ermöglicht und der Anschluss somit keinen Einfluss auf die Tragwerksberechnung hat;
- verformbare Anschlüsse, wenn angenommen werden darf, dass der Anschluss eine relative Rotation und eine Biegemomentenübertragung zwischen verbundenen Bauteilen ermöglicht und somit das Verhalten des Anschlusses in der Tragwerksberechnung berücksichtigt werden muss.

(3) Bei unterschiedlichen Arten von Anschlüssen sollten die Festlegungen nach EN 1993-1-8 eingehalten werden.

7.2 Untersuchung von Gesamttragwerken

7.2.1 Berücksichtigung der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung

(1) Die Schnittgrößen dürfen im Allgemeinen entweder nach:

- Theorie I. Ordnung, ausgehend vom unverformten Tragwerk; oder nach
- Theorie II. Ordnung, unter Berücksichtigung des Einflusses der Tragwerksverformungen ermittelt werden.

(2) Die Einflüsse der Tragwerksverformungen (Einflüsse nach Theorie II. Ordnung) sollten berücksichtigt werden, wenn sie zu einer Vergrößerung der Schnittgrößen und Verformungen führen, die nicht mehr vernachlässigbar sind, oder dadurch das Tragverhalten maßgeblich verändert wird.

(3) Eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung ist nicht erforderlich, wenn die Bedingungen (7.1) und (7.2) erfüllt sind.

(4) Wenn die Bedingung (7.1) erfüllt ist, dürfen die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung für Biegeknicken des Bauteils in und aus der Ebene bei der Tragwerksberechnung vernachlässigt werden.

$$\alpha_{\text{cr,ns}} = \frac{F_{\text{cr,ns}}}{F_d} \geq k_0 \quad (7.1)$$

Dabei ist

$F_{\text{cr,ns}}$ die kleinste ideale Verzweigungslast des einzelnen Bauteils für eine Knickbiegelinie, entweder in oder aus der Ebene, am seitlich unverschieblichen System. Drillknicken oder Biegendrillknicken werden nicht berücksichtigt;

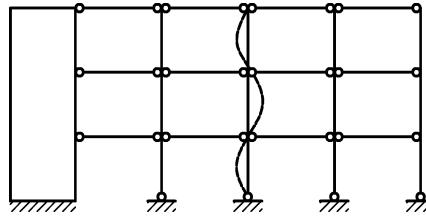
F_d der Bemessungswert der Einwirkungen auf das Tragwerk;

$\alpha_{\text{cr,ns}}$ der Faktor, mit dem der Bemessungswert der Einwirkung erhöht werden müsste, um die ideale Verzweigungslast für eine Knickbiegelinie, entweder in oder aus der Ebene, am seitlich unverschieblichen System zu erreichen.

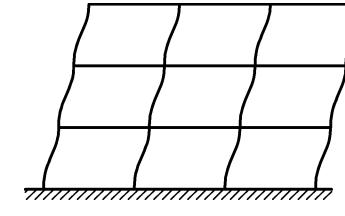
ANMERKUNG 1 Der Wert von k_0 ist 25, es sei denn, der Nationale Anhang gibt einen anderen Wert an.

ANMERKUNG 2 Für das Biegeknicken eines Tragwerks kann zwischen Knickbiegelinien am verschieblichen oder unverschieblichen System unterschieden werden, siehe Bild 7.1. Typisch für Knickbiegelinien an verschieblichen Systemen ist das Auftreten größerer seitlicher Verformungen an den Bauteilenden.

ANMERKUNG 3 Für die Anwendung von Gleichung (7.1) bei Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie, siehe 7.4.3.



(a) Knickbiegelinie der einzelnen Bauteile am seitlich unverschieblichen Tragwerk



(b) Knickbiegelinie bei Gesamtstabilitätsversagen eines verschieblichen Tragwerks

Bild 7.1 — Knickbiegelinien von verschieblichen und unverschieblichen Tragwerken

(5) Wenn die Bedingung (7.2) erfüllt ist, dürfen Einflüsse nach Theorie II. Ordnung infolge Gesamtstabilitätsversagen in der Ebene eines verschieblichen Tragwerks vernachlässigt werden und eine Tragwerksberechnung nach Theorie I. Ordnung (auch) für die Bestimmung der Biegemomente in der Ebene für den verschieblichen Versagensmodus durchgeführt werden.

$$\alpha_{\text{cr,sw}} = \frac{F_{\text{cr,sw}}}{F_d} \geq 10 \quad (7.2)$$

Dabei ist

$F_{\text{cr,sw}}$ die kleinste ideale Verzweigungslast für das Gesamtstabilitätsversagen in der Ebene für eine Knickbiegelinie am verschieblichen System;

F_d der Bemessungswert der Einwirkungen auf das Tragwerk;

$\alpha_{\text{cr,sw}}$ der Faktor, mit dem der Bemessungswert der Einwirkung erhöht werden müsste, um die ideale Verzweigungslast für das Gesamtstabilitätsversagen in der Ebene für eine Knickbiegelinie am verschieblichen System zu erreichen.

ANMERKUNG 1 Wenn die Bedingung (7.2) erfüllt wird, macht die Vergrößerung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung bei Gesamtstabilitätsversagen am verschieblichen Tragwerk nicht mehr als 10 % der ursprünglichen Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung aus.

ANMERKUNG 2 Für die Anwendung der Bedingung (7.1) und Bedingung (7.2) bei einer Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie, siehe 7.4.3.

(6) In den folgenden Fällen dürfen die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung infolge Biegedrillknicken bei der Tragwerksberechnung und den zugehörigen Nachweisen vernachlässigt werden:

- für Querschnitte mit großer Torsionssteifigkeit, z. B. Hohlquerschnitte oder geschweißte Kastenquerschnitte;
- bei einfach-symmetrischen und doppelt-symmetrischen Querschnitten, wenn nur Biegemomente um die schwache Achse wirken;
- wenn der Druckgurt seitlich ausreichend gehalten ist, siehe Anhang D;
- wenn der Grenzwert für die bezogene Schlankheit für Biegedrillknicken nach 8.3.2.3(1) nicht überschritten wird.

(7) Mittragende Breiten und wirksame Breiten aus Plattenbeulen sollten berücksichtigt werden, falls sie die globale Tragwerksberechnung beeinflussen, siehe EN 1993-1-5.

(8) Bei gewalzten Profilen und geschweißten Profilen mit walzprofilähnlichen Abmessungen darf der Einfluss der mittragenden Breite und des Plattenbeulens auf die Steifigkeit vernachlässigt werden.

(9) Der Schlupf in Schraubenlöchern oder ähnliche Verformungen infolge Schlupf bei Kopfbolzendübeln oder Ankerbolzen sollten berücksichtigt werden, falls sie sich erheblich auf die Tragwerksberechnung auswirken.

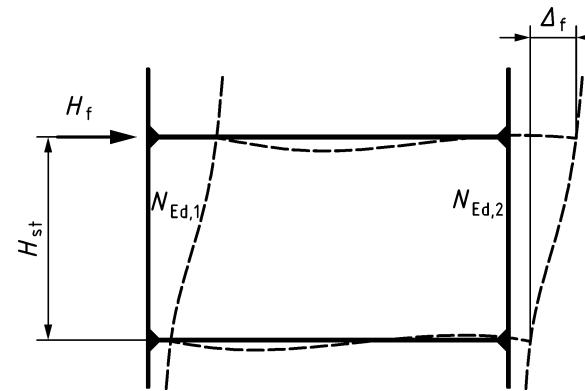
(10)B Hallenrahmen mit Rahmenriegelneigungen, die nicht steiler als 1:2 (26°) sind und Rahmentragwerke des Geschossbaus dürfen auf ein Gesamtstabilitätsversagen in der Ebene mit seitlichem Ausweichen nach Theorie I. Ordnung geprüft werden, wenn die Bedingung (7.2) für jedes Stockwerk eingehalten wird. $\alpha_{cr,sw}$ darf für ein Stockwerk nach Gleichung (7.3) berechnet werden, siehe Bild 7.2, vorausgesetzt, die Druckkraft in den Trägern oder Riegeln darf vernachlässigt werden (siehe auch (11)):

$$\alpha_{cr,sw} = \frac{K_{st} H_{st}}{\sum N_{Ed,i}} \quad (7.3)$$

Dabei ist

- | | |
|-----------------|---|
| K_{st} | die seitliche Steifigkeit des Stockwerkes. Diese darf mit einer linearen elastischen Berechnung unter Anwendung von Gleichung (7.4) berechnet werden; |
| H_f | eine horizontale Ersatzlast, die am oberen Ende der Stützen des Stockwerks angreift; |
| Δ_f | die Horizontalverschiebung der oberen Knoten gegenüber den unteren Knoten eines Stockwerks infolge H_f ; |
| $\sum N_{Ed,i}$ | die Summe der Normalkräfte in den Stützen im betrachteten Stockwerk; |
| H_{st} | die Höhe des Stockwerks. |

$$K_{st} = \frac{H_f}{\Delta_f} \quad (7.4)$$

**Bild 7.2 — Bezeichnungen zu 7.2.1(10)B**

(11) Die Auswirkung der Druckkraft sollte bei der Anwendung von (10)B berücksichtigt werden, wenn der Schlankheitsgrad in den Trägern oder Riegeln unter Annahme gelenkiger Lagerung an den Enden folgende Gleichung erfüllt:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \geq 0,1 \quad (7.5)$$

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (Druck);

N_{cr} die ideale Verzweigungslast für Biegeknicken von Trägern oder Riegeln in der Ebene, die unter Ansatz der Systemlänge als gelenkig gelagert angenommen werden.

7.2.2 Art der Tragwerksberechnung in Abhängigkeit von der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Die Art der Tragwerksberechnung (nach Theorie I. oder II. Ordnung unter Berücksichtigung von Imperfektionen) sollte in Übereinstimmung mit den Anforderungen des Querschnittsnachweises in 8.2 und des Stabilitätsnachweises für Bauteile nach 8.3 geführt werden.

(2) Abhängig von der Art des Bauwerks und dem Umfang der Tragwerksberechnung sollten Imperfektionen und Einflüsse nach Theorie II. Ordnung nach einem der folgenden Verfahren berücksichtigt werden:

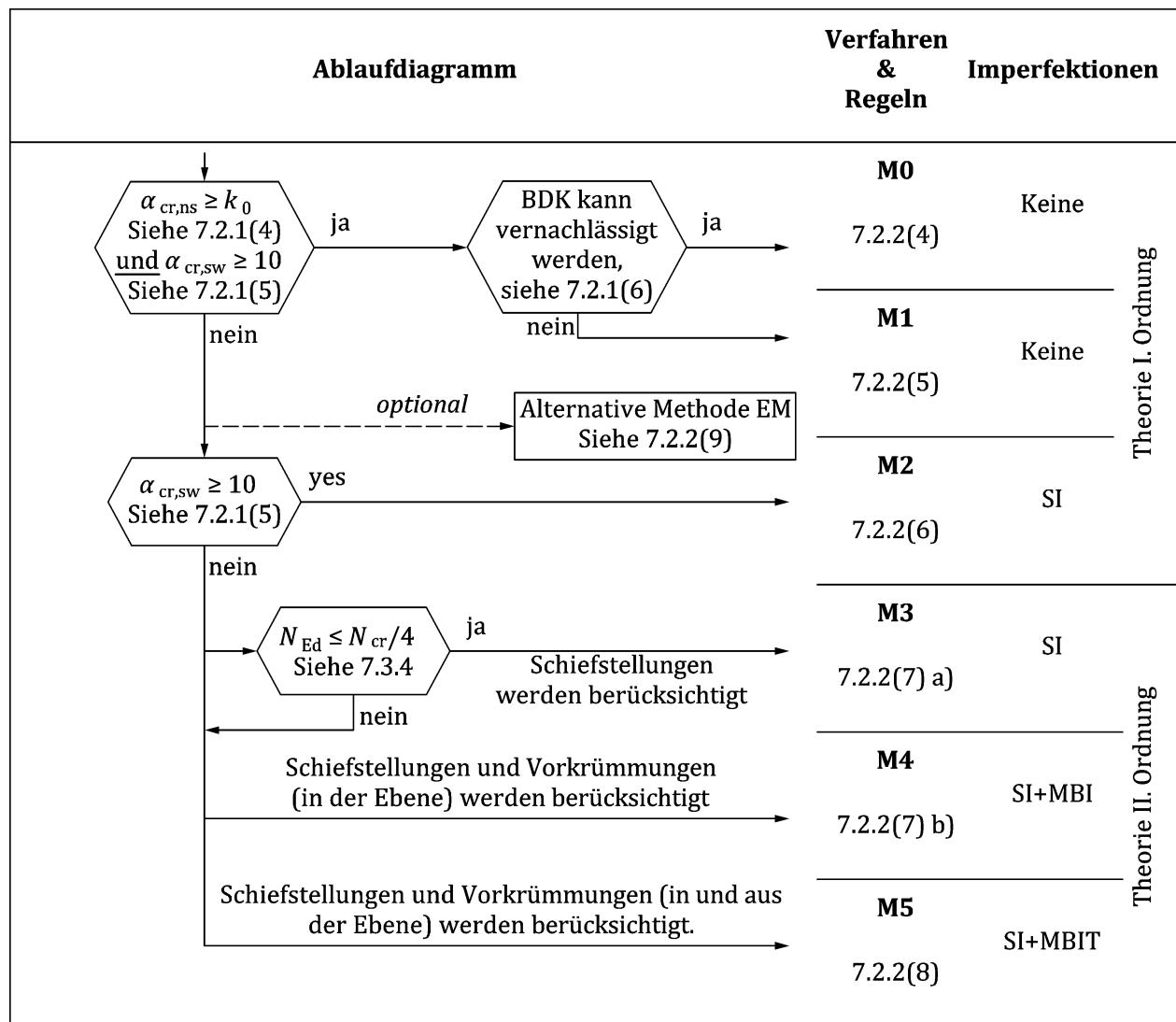
- vollständig im Rahmen der Tragwerksberechnung;
- teilweise im Rahmen der Tragwerksberechnung und teilweise als Einzelstabnachweis für das Biegeknicken/Biegedrillknicken nach 8.3;
- durch den Ersatzstabnachweis für das Biegeknicken nach 8.3 auf der Grundlage von Knicklängen entsprechend der Knickbiegelinie bzw. Eigenform des Gesamttragwerks.

ANMERKUNG 1 Für Drillknicken und Biegedrillknicken unter Normalkraft, siehe 8.3.1.4.

ANMERKUNG 2 Berechnungsformeln für ideale Verzweigungslasten sind in CEN/TR 1993-1-103, Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-103: Ideale Verzweigungslasten von Bauteilen bereitgestellt.

(3) Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen nach einem im Folgenden mit M0, M1, M2, M3, M4, M5 oder EM bezeichneten Verfahren unter Berücksichtigung der in (4) bis (9) definierten Anwendungsgrenzen geführt werden, siehe Bild 7.3 für einen Überblick über die Anwendbarkeit dieser Verfahren. Genauere Verfahren dürfen immer anstelle von einfachen Verfahren angewandt werden.

ANMERKUNG Die Verfahren M0, M1, M2, M3, M4 und M5 sind entsprechend ihrer Komplexität aufsteigend nummeriert. Verfahren M0 ist das einfachste Verfahren und Verfahren M5 das aufwändigste.



Legende

BDK	Biegendrillknicken
EM	Ersatzstabverfahren
SI	Schieflage
MBI	Vorkrümmung des Bauteils (in der Ebene)
MBIT	Vorkrümmung des Bauteils unter Berücksichtigung des Biegendrillknickens (in und aus der Ebene)

Bild 7.3 — Verfahren der Tragwerksberechnung anwendbar auf Nachweise des Grenzzustands der Tragfähigkeit der Bemessung

(4) Verfahren M0:

Falls Einflüsse nach Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden dürfen, da die Bedingungen in 7.2.1(4) und 7.2.1(5) erfüllt sind, und Biegendrillknicken nach 7.2.1(6) vernachlässigt werden darf, dann:

- darf der Querschnittsnachweis nach 8.2 auf der Grundlage von Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung geführt werden;
- ist ein Stabilitätsnachweis für den einzelnen Stab nach 8.3 nicht erforderlich;

- Entwurf -

- brauchen Imperfektionen bei der Tragwerksberechnung nicht berücksichtigt werden.

(5) Verfahren M1:

Falls Einflüsse nach Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden dürfen, da die Bedingungen in 7.2.1(4) und 7.2.1(5) erfüllt sind, aber Biegedrillknicken nach 7.2.1(6) nicht vernachlässigt werden darf, dann:

- darf der Querschnittsnachweis nach 8.2 auf der Grundlage von Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung geführt werden;
- ist ein Stabilitätsnachweis für den einzelnen Stab aus der Ebene nach 8.3 erforderlich; er darf aber mit Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung geführt werden;
- brauchen Imperfektionen bei der Tragwerksberechnung nicht berücksichtigt werden.

(6) Verfahren M2:

Falls Einflüsse nach Theorie II. Ordnung für Biegeknicken des Bauteils nicht vernachlässigt werden dürfen (d. h. die Bedingung in 7.2.1(4) ist nicht erfüllt), aber Einflüsse nach Theorie II. Ordnung aus dem Gesamtstabilitätsversagen am verschieblichen Tragwerk in der Ebene dürfen vernachlässigt werden (d. h. die Bedingung in 7.2.1(5) ist erfüllt), dann:

- darf der Querschnittsnachweis nach 8.2 auf der Grundlage von Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung geführt werden;
- ist ein Stabilitätsnachweis für den einzelnen Stab in und aus der Ebene nach 8.3 erforderlich; er darf jedoch mit Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung unter Berücksichtigung der zugehörigen Momentenflächen geführt werden; die Knicklängen sind entsprechend der Eigenformen am unverschieblichen System zu bestimmen;
- dürfen bei der Tragwerksberechnung die Vorkrümmungen als Ersatzimperfektionen am Stab vernachlässigt werden, aber die Anfangsschiefstellung des Systems sollte berücksichtigt werden.

(7) Verfahren M3 und Verfahren M4:

Falls Einflüsse nach Theorie II. Ordnung für Biegeknicken des Bauteils nicht vernachlässigt werden dürfen (d. h. die Bedingung in 7.2.1(4) ist nicht erfüllt), und Einflüsse nach Theorie II. Ordnung aus dem Gesamtstabilitätsversagen am verschieblichen Tragwerk in der Ebene nicht vernachlässigt werden dürfen (d. h. die Bedingung in 7.2.1(5) ist nicht erfüllt), dürfen die Nachweise nach einem der folgenden Verfahren geführt werden:

a) Verfahren M3:

Falls die Anfangsschiefstellungen des Systems in der Tragwerksberechnung berücksichtigt sind und Stabvorkrümmungen nach 7.3.4 vernachlässigt werden dürfen, dann

- sollte der Querschnittsnachweis nach 8.2 mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} auf der Grundlage von Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung geführt werden;
- ist ein Stabilitätsnachweis für den einzelnen Stab in und aus der Ebene nach 8.3 erforderlich und sollte auf der Grundlage von Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung erfolgen; die Schnittgrößen zwischen den Stabenden dürfen jedoch nach Theorie I. Ordnung bestimmt werden;
- in der Ebene darf die Knicklänge entsprechend der Eigenform am unverschieblichen System bestimmt werden.

b) Verfahren M4:

Falls alle Einflüsse nach Theorie II. Ordnung in der Ebene und beide Ersatzimperfektionen, die Anfangsschiefstellung des Systems und die Stabvorkrümmung, in der Tragwerksberechnung berücksichtigt sind, dann

- sollte der Querschnittsnachweis nach 8.2 mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} auf der Grundlage von Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung geführt werden;
- darf auf den Stabilitätsnachweis für den einzelnen Stab in der Ebene nach Gleichung (8.88) verzichtet werden;
- ist ein Stabilitätsnachweis für den einzelnen Stab aus der Ebene nach Gleichung (8.89) erforderlich und sollte auf der Grundlage von Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung basieren.

ANMERKUNG Der Bezug auf Gleichung (8.88) und Gleichung (8.89) geht von der Annahme aus, dass die Biegemomente in der Ebene um die starke Querschnittsachse wirken. Im anderen Fall sind die Gleichungsnummern entsprechend auszutauschen.

(8) Verfahren M5:

Falls alle Einflüsse nach Biegetorsionstheorie II. Ordnung in und aus der Ebene und die Ersatzimperfektionen, d. h. Anfangsschiefstellung des Systems und die Stabvorkrümmungen in und aus der Ebene (siehe 7.3.4), in der Tragwerksberechnung berücksichtigt sind, dann:

- sollte der Querschnittsnachweis nach 8.2 mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} auf der Grundlage von Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung basieren;
- darf auf den Stabilitätsnachweis für den einzelnen Stab nach 8.3 verzichtet werden.

ANMERKUNG Wenn erforderlich, kann die Stabvorkrümmung aus der Ebene aus Tabelle 7.1 oder Tabelle 7.2, je nachdem welche größer ist, entnommen werden.

(9) Verfahren EM:

Falls die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung in der Tragwerksberechnung nicht vernachlässigt werden dürfen, siehe 7.2.1(4), oder/und Biegeknicken aus dem Gesamtstabilitätsversagen am verschieblichen Tragwerk in der Ebene nicht vernachlässigt werden kann, siehe 7.2.1(5), dürfen die Nachweise für das Biegeknicken der Stäbe nach dem „Ersatzstabverfahren“ geführt werden. In diesem Fall:

- darf der Querschnittsnachweis nach 8.2 auf der Grundlage von Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung geführt werden;
- brauchen in der Tragwerksberechnung keine Imperfektionen berücksichtigt zu werden;
- darf der Stabilitätsnachweis für den einzelnen Stab nach 8.3 mit Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung geführt werden; dabei sind die Knicklängen der einzelnen Stäbe am System (auch unter Berücksichtigung des Gesamtstabilitätsversagens am verschieblichen Tragwerk) zu bestimmen.

(10) Die Auswirkungen der Vernachlässigung der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung bei der Bestimmung der Schnittgrößen für das Verfahren EM sollten für die Bemessung der Knoten und anschließenden Bauteile und auch für den Nachweis aus der Ebene für den einzelnen Stab berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Anwendungsgrenzen für das Ersatzstabverfahren (Verfahren EM) können durch den Nationalen Anhang festgelegt werden.

(11) Einflüsse aus Theorie II. Ordnung dürfen durch Anwendung eines für das Tragwerk geeigneten Berechnungsverfahrens ermittelt werden; dies kann ein schrittweises oder iteratives Verfahren sein. Bei Tragwerken, bei denen das seitliche Ausweichen die maßgebliche Knickfigur darstellt, darf eine elastische Berechnung nach Theorie I. Ordnung durchgeführt werden, bei der die Schnittgrößen (z. B. Biegemomente) und Verformungen durch geeignete Faktoren vergrößert werden.

(12)B Einflüsse aus Theorie II. Ordnung auf die seitliche Verformung einstöckiger Tragwerke aufgrund vertikaler Lasten dürfen nach der Theorie I. Ordnung berechnet werden, durch Vergrößerung der horizontalen Einwirkungen H_{Ed} (z. B. horizontale Einwirkung von Wind) und der horizontalen Ersatzlasten $F_d \phi$ infolge Imperfektionen, siehe 7.3.2(5), sowie weiterer möglicher Schiefstellung erfasst werden, wobei der Faktor k_{sw} :

$$k_{sw} = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr,sw}}} \quad (7.6)$$

vorausgesetzt, dass $\alpha_{cr,sw} \geq 3,0$.

Dabei ist

$\alpha_{cr,sw}$ nach 7.2.1(10)B, Gleichung (7.3) zu berechnen, wenn die Dachneigung gering ist und die Druckkraft in den Trägern oder Riegeln vernachlässigt werden darf, siehe 7.2.1(11)B.

ANMERKUNG Für $\alpha_{cr,sw} < 3,0$ ist eine genauere Berechnung nach Theorie II. Ordnung erforderlich.

(13)B Bei mehrstöckigen Rahmentragwerken dürfen Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung auf die seitliche Verformung mit dem Verfahren nach 7.2.2(12)B erfasst werden, wenn alle Stockwerke eine ähnliche Verteilung:

- der vertikalen Einwirkungen; und
- der horizontalen Einwirkungen; und
- der Rahmensteifigkeiten im Hinblick auf die Verteilung der Stockwerksschubkräfte haben.

ANMERKUNG Zur Einschränkung des Verfahrens siehe 7.2.2(12)B.

7.3 Imperfektionen

7.3.1 Grundlagen

(1) Bei der Tragwerksberechnung sollten geeignete Ansätze gewählt werden, um die Wirkungen von Imperfektionen zu erfassen; diese berücksichtigen insbesondere Eigenspannungen und geometrische Imperfektionen wie Schiefstellung und Abweichungen von der Geradheit, Ebenheit und Passung sowie Exzentrizitäten, die größer als die grundlegenden Toleranzen nach EN 1090-2 sind, die in den Verbindungen des unbelasteten Tragwerks auftreten.

(2) In den Berechnungen sollten äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen verwendet werden, deren Werte die möglichen Wirkungen aller Imperfektionen abdecken, es sei denn, diese Wirkungen werden in den Gleichungen für die Beanspruchbarkeit von Bauteilen indirekt erfasst, siehe 7.3.3.

(3) Die anzunehmende Form der Schiefstellungen und Vorkrümmungen eines Tragwerks darf aus den Formen der maßgebenden Eigenform in der betrachteten Ebene hergeleitet werden.

(4) Knicken, sowohl in als auch aus der Ebene, einschließlich Drillknicken mit symmetrischen und antimetrischen Knickfiguren sollte in der ungünstigsten Richtung und Form berücksichtigt werden.

(5) Folgende Imperfektionen sollten als maßgebend angesetzt werden:

- Schiefstellungen für die Tragwerksberechnung (siehe 7.3.2 und 7.3.4);
- Vorverkrümmungen für die Tragwerks- und Bauteilberechnung (siehe 7.3.3 und 7.3.4);
- Imperfektionen zur Berechnung aussteifender Systeme (siehe 7.3.5);
- Imperfektionen auf Grundlage der maßgebenden Eigenfiguren (siehe 7.3.6).

7.3.2 Schiefstellungen für die Tragwerksberechnung

(1) Bei Tragwerken, deren Eigenform durch eine seitliche Verschiebung (siehe 7.2.1(5)) charakterisiert ist, sollten die Einflüsse der Imperfektionen bei der Berechnung durch eine äquivalente Ersatzvorverformung in Form einer Anfangsschiefstellung des Tragwerks ϕ (siehe Bild 7.4) berücksichtigt werden.

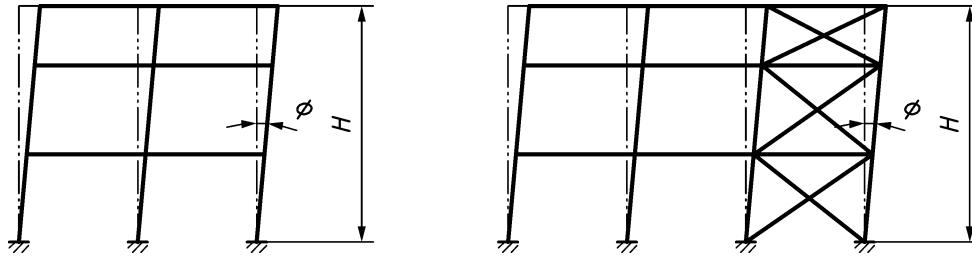


Bild 7.4 — Anfangsschiefstellungen

(2) Die Anfangsschiefstellung ϕ darf mit Gleichung (7.7) ermittelt werden:

$$\phi = \phi_0 \alpha_H \alpha_m \quad (7.7)$$

Dabei ist

ϕ_0 der Ausgangswert:

$\phi_0 = 1/400$ für den Nachweis nach Elastizitätstheorie für Querschnitte und Bauteile;

$\phi_0 = 1/200$ für den Nachweis nach Plastizitätstheorie für Querschnitte und Bauteile;

α_H der Abminderungsfaktor für die Höhe H von Stützen:

$$\alpha_H = \frac{2}{\sqrt{H}} \quad \text{jedoch} \quad \alpha_H \leq 1,0$$

H die Höhe des Tragwerks, in m;

α_m der Abminderungsfaktor für die Anzahl der Stützen in einer Reihe: $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$;

m die Anzahl der Stützen in einer Reihe, unter ausschließlicher Betrachtung der Stützen, die eine Vertikalbelastung größer 50 % der durchschnittlichen Stützenlast in der betrachteten vertikalen Richtung übernehmen.

(3) Diese Anfangsschiefstellung ϕ sollte jeweils in allen maßgebenden horizontalen Richtungen untersucht werden, braucht aber nur in einer Richtung gleichzeitig betrachtet zu werden.

(4)B Für Hochbauten dürfen Anfangsschiefstellungen vernachlässigt werden, wenn

$$H_{Ed} \geq 0,15 F_{Ed} \quad (7.8)$$

Dabei ist

H_{Ed} der Bemessungswert der gesamten horizontalen Last;

F_d der Bemessungswert der gesamten vertikalen Last.

(5) Die Wirkungen der Schiefstellungen dürfen durch Systeme äquivalenter horizontaler Ersatzlasten an jeder Stütze ersetzt werden, siehe Bild 7.5.

(6)B Bei mehrstöckigen Rahmentragwerken mit Trägern und Stützen sollten die äquivalenten Ersatzkräfte für jedes Stockwerk und das Dach angesetzt werden.

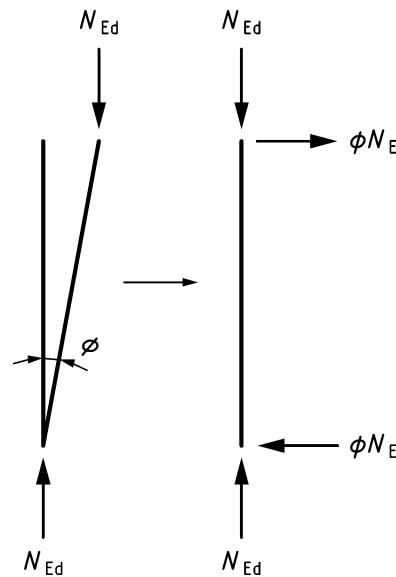


Bild 7.5 — Ersatz der Anfangsschiefstellung durch äquivalente horizontale Ersatzlasten

7.3.3 Äquivalente Vorkrümmung für die Tragwerks- und Bauteilberechnung

7.3.3.1 Biegeknicken

(1) Die äquivalente Vorkrümmung e_0 von Bauteilen für das Biegeknicken darf nach Gleichung (7.9) bestimmt werden.

$$e_0 = \frac{\alpha}{\varepsilon} \beta L \quad (7.9)$$

Dabei ist

L die Bauteillänge;

α der Imperfektionsbeiwert in Abhängigkeit der zutreffenden Knicklinie nach Tabelle 8.2;

ε der Materialparameter nach 5.2.5(2);

β der Referenzwert der bezogenen Vorkrümmung nach Tabelle 7.1.

Tabelle 7.1 — Referenzwert der bezogenen Vorkrümmung β

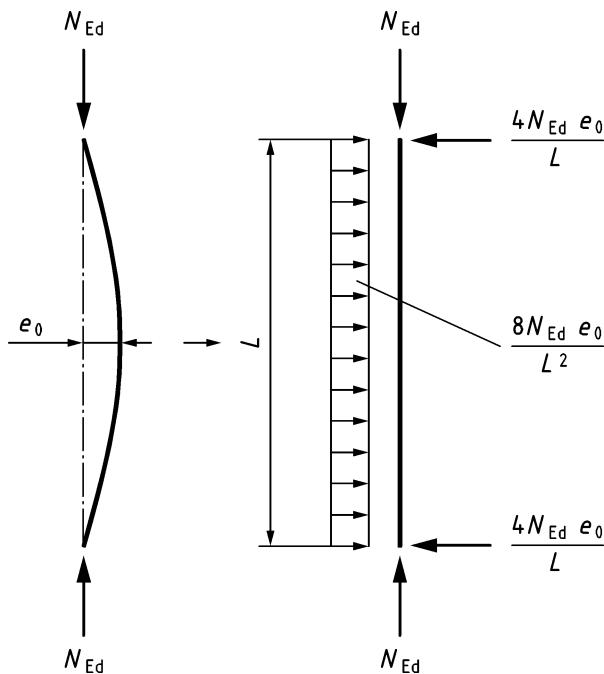
Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Querschnittsnachweis nach der Elastizitätstheorie	Querschnittsnachweis nach der Plastizitätstheorie
y-y	1/110	1/75
z-z	1/200	1/68

ANMERKUNG Die Werte für e_0 werden mit Gleichung (7.9) berechnet, sofern der Nationale keine anderen Werte festlegt.

(2) Wenn der Nachweis des Bauteils unter Berücksichtigung der plastischen Querschnittstragfähigkeit erfolgt:

- Für Biegeknicken um die y-y-Achse von I- oder H-Querschnitten sollte die lineare plastische Interaktion entsprechend 8.2.1(7) angewendet werden. Dies gilt auch für runde und rechteckige Hohlquerschnitte;
- Für Biegeknicken um die z-z-Achse von I- oder H-Querschnitten darf die maßgebende plastische Interaktion nach 8.2.9 angewendet werden, wobei der Bemessungswert der plastischen Momententrägigkeit $M_{pl,Rd}$ auf $1,25 M_{el,Rd}$ begrenzt werden sollte.

(3) Die Wirkungen der äquivalenten Vorkrümmung dürfen durch Systeme äquivalenter horizontaler Ersatzlasten an jedem Bauteil ersetzt werden, siehe Bild 7.6.

**Bild 7.6 — Ersatz der äquivalenten Vorkrümmung durch äquivalente horizontale Ersatzlasten**

(4) Für die Bemessung von mehrteiligen Bauteilen mit konstantem Querschnitt nach 8.4 sollte die Amplitude e_0 der äquivalenten Vorkrümmung nach Gleichung (7.10) bestimmt werden:

$$e_0 = \frac{L}{500} \quad (7.10)$$

Dabei ist

L die Länge des mehrteiligen Bauteils.

7.3.3.2 Biegedrillknicken

(1) Für eine Schnittgrößenberechnung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung des Biegedrillknickens biegebeanspruchter Bauteile darf die äquivalente Vorkrümmung nach Gleichung (7.11) bestimmt werden, wobei $e_{0,LT}$ die äquivalente Vorkrümmung für Biegeknicken um die schwache Achse des betrachteten Profils ist. Im Allgemeinen braucht keine weitere Torsionsimperfektion betrachtet zu werden.

$$e_{0,LT} = \beta_{LT} \frac{L}{\varepsilon} \quad (7.11)$$

Dabei ist

L die Bauteillänge;

ε der Materialparameter nach 5.2.5(2);

β_{LT} der Referenzwert der bezogenen Vorkrümmung für Biegedrillknicken nach Tabelle 7.2.

Tabelle 7.2 — Referenzwert der bezogenen Vorkrümmung β_{LT} für Biegedrillknicken

Querschnitt	Abmessung	Querschnittsnachweis nach der Elastizitätstheorie	Querschnittsnachweis nach der Plastizitätstheorie
gewalzt	$h/b \leq 2,0$	1/250	1/200
	$h/b > 2,0$	1/200	1/150
geschweißt	$h/b \leq 2,0$	1/200	1/150
	$h/b > 2,0$	1/150	1/100

ANMERKUNG Die Werte für $e_{0,LT}$ werden mit Gleichung (7.11) berechnet, sofern der Nationale Anhang keine anderen Werte festlegt.

7.3.4 Überlagerung von Anfangsschiefstellung und Stabvorkrümmung für die globale Tragwerksberechnung

(1) Für die Berechnung der Schnittgrößen an Enden von Bauteilen für den Bauteilnachweis nach 8.3 dürfen Stabvorkrümmungen vernachlässigt werden. Bei Tragwerken, die empfindlich auf Einflüsse nach Theorie II. Ordnung reagieren, sollten für jedes Bauteil mit Druckbeanspruchungen zusätzlich zur globalen Anfangsschiefstellung (siehe 7.2.2(3)) Stabvorkrümmungen für jeden druckbeanspruchten Stab angesetzt werden, für den folgende Bedingungen gelten:

- mindestens ein Bauteilende ist eingespannt bzw. biegesteif verbunden;
- $N_{Ed} > 0,25 N_{cr}$. (7.12)

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (Druck); und

N_{cr} die ideale Verzweigungslast für Biegeknicken des Bauteils in der Ebene unter der Annahme von Gelenken an den Bauteilenden.

ANMERKUNG Lokale Stabvorkrümmungen sind bereits in den Gleichungen für die Bauteilnachweise berücksichtigt, siehe 7.2.2(2).

7.3.5 Imperfektionen zur Berechnung aussteifender Systeme

7.3.5.1 Horizontal aussteifendes System

(1) Bei der Berechnung aussteifender Systeme, die zur seitlichen Stabilisierung von Trägern oder druckbeanspruchter Bauteile benötigt werden, sollte der Einfluss der Imperfektionen der auszusteifenden Bauteile durch äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen in Form von Vorkrümmungen berücksichtigt werden, berechnet nach Gleichung (7.13):

$$e_0 = \alpha_m L / 500 \quad (7.13)$$

Dabei ist

L die Spannweite des aussteifenden Systems

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

wobei m die Anzahl der auszusteifenden Bauteile ist.

(2) Der Einfluss der Vorkrümmung der durch das aussteifende System stabilisierten Bauteile darf durch eine äquivalente Ersatzlast q_d nach Bild 7.7 ersetzt werden, berechnet nach Gleichung (7.14):

$$q_d = \sum N_{Ed} 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \quad (7.14)$$

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (Druck);

δ_q die Durchbiegung des Aussteifungssystems in der Ebene aufgrund q_d zuzüglich jeglicher äußeren Kräfte die nach Theorie I. Ordnung bestimmt wurden. δ_q darf mit 0 angesetzt werden, wenn eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt wird.

(3) Wird das aussteifende System zur Stabilisierung des druckbeanspruchten Flansches eines Trägers mit konstanter Höhe eingesetzt, darf die Kraft N_{Ed} in Bild 7.7 mit Gleichung (7.15) bestimmt werden:

$$N_{Ed} = M_{Ed} / h \quad (7.15)$$

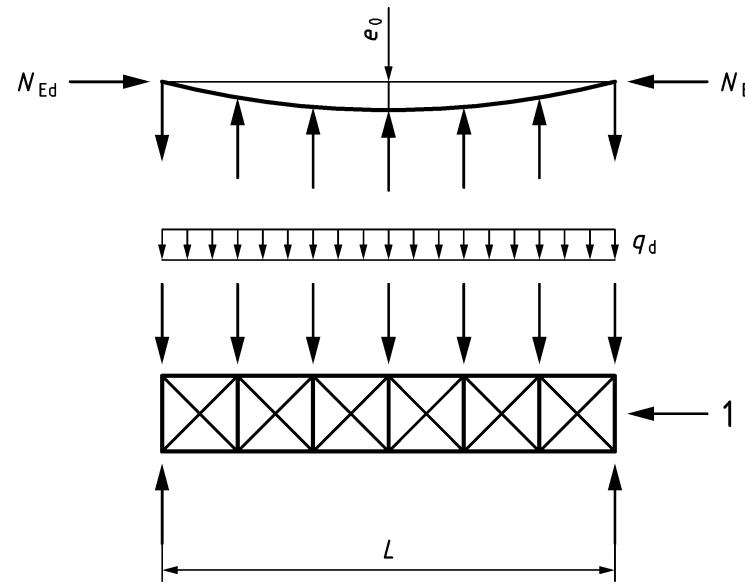
Dabei ist

M_{Ed} das maximale einwirkende Biegemoment des Trägers;

h die Gesamthöhe des Trägers.

(4) Im Falle eines durch eine zusätzliche Drucknormalkraft beanspruchten Trägers sollte N_{Ed} in Gleichung (7.15) auch einen geeigneten Teil der Beanspruchung aus der einwirkenden Normalkraft enthalten.

ANMERKUNG Die Kraft N_{Ed} wird innerhalb der Spannweite L des aussteifenden Systems als konstant angenommen. Für nicht konstante Kräfte ist die Annahme leicht konservativ.

**Legende**

1 aussteifendes System

Bild 7.7 — Äquivalente Lasteinwirkung auf das aussteifende System**7.3.5.2 Vertikale Aussteifungen**

(1)B Für die Bestimmung der horizontalen Kräfte auf aussteifende Deckenscheiben sollten die Imperfektionen eingeschlossen werden. Die Anordnung der Imperfektionen nach Bild 7.8 darf angewendet werden, dabei wird ϕ nach Gleichung (7.16), unter Annahme einer Stockwerkshöhe H_{st} , bestimmt.

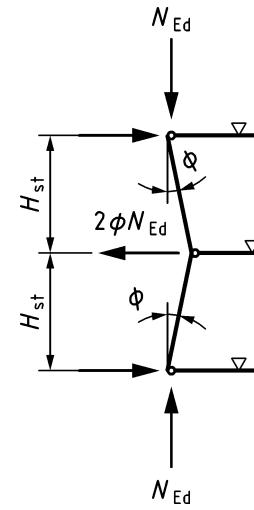
$$\phi = \alpha_m \alpha_H \phi_0 \quad (7.16)$$

Dabei ist

$$\phi_0 = \frac{1}{200}$$

α_m der Abminderungsfaktor nach 7.3.2(2), entsprechend der Anzahl m der stabilisierenden Bauteile;

α_H der Abminderungsfaktor nach 7.3.2(2), dabei sollte die Höhe H gleich der Stockwerkshöhe H_{st} angesetzt werden.

**Bild 7.8 — Anordnung der Imperfektionen ϕ für Horizontalkräfte auf aussteifende Deckenscheiben**

(2) An Stößen von Trägern oder von druckbeanspruchten Bauteilen sollte zusätzlich nachgewiesen werden, dass das aussteifende System eine am Stoßpunkt angreifende lokale Kraft Q_m nach Gleichung (7.17) von jedem Träger oder druckbeanspruchten Bauteil aufnehmen kann, welcher am gleichen Punkt gestoßen ist; die Weiterleitung dieser Kräfte zu den nächsten Haltepunkten der druckbeanspruchten Bauteile ist ebenfalls nachzuweisen.

$$Q_m = \alpha_m \frac{N_{Ed}}{100} \quad (7.17)$$

Dabei ist

α_m der Abminderungsfaktor nach 7.3.2(2), entsprechend der Anzahl m der stabilisierenden Bauteile;

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Drucknormalkraft auf das stabilisierende Bauteil;

7.3.6 Imperfektionen auf der Grundlage von Knickbiegelinien nach der Elastizitätstheorie

(1) Alternativ zu 7.3.2 und 7.3.3.1 darf die Form der Knickbiegelinie nach der Elastizitätstheorie $\eta_{cr}(x)$ für das Gesamttragwerk oder für das nachzuweisende Bauteil als Imperfektionsfigur angesetzt werden. Die äquivalente geometrische Ersatzimperfektion $\eta_{init}(x)$ darf durch Gleichung (7.18) bestimmt werden:

$$\eta_{init}(x) = e_{0,m} \cdot \frac{N_{cr,m}}{EI_m \cdot |\eta''_{cr}|} \cdot \eta_{cr}(x) \quad (7.18)$$

Dabei ist

$$e_{0,m} = \alpha_m \cdot (\bar{\lambda}_m - 0,2) \cdot \frac{M_{Rk,m}}{N_{Rk,m}} \quad \text{für } \bar{\lambda}_m > 0,2 \quad (7.19)$$

m

m Index, der den maßgebenden Querschnitt des Gesamttragwerks oder des nachzuweisenden Bauteils bezeichnet (siehe Anmerkung 4). Der Index m gibt die Zugehörigkeit zum maßgebenden Querschnitt an;

$\bar{\lambda}_m = \sqrt{\frac{N_{Rk,m}}{N_{cr,m}}}$ der bezogene Schlankheitsgrad des Bauteils, berechnet für den maßgebenden Querschnitt m ;

α_m der Imperfektionsbeiwert der zutreffenden Knicklinie, siehe Tabelle 8.2 und Tabelle 8.3;

χ_m der Abminderungsfaktor der zutreffenden Knicklinie des nachzuweisenden Bauteils, abhängig vom bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_m$, siehe 8.3.1.3;

$N_{cr,m} = \alpha_{cr} N_{Ed,m}$ der Wert der kritischen Normalkraft im Querschnitt m und auch die kritische Normalkraft des Ersatzstabs;

α_{cr} der kleinstmögliche Vergrößerungsfaktor der Normalkräfte N_{Ed} der Bauteile, um die ideale Verzweigungslast des Tragwerks zu erreichen;

$M_{Rk,m}$ die charakteristische Momententragsfähigkeit des maßgebenden Querschnitts m , z. B. $M_{el,Rk,m}$ oder $M_{pl,Rk,m}$;

$N_{Rk,m}$ die charakteristische Normalkrafttragfähigkeit des maßgebenden Querschnitts;

$EI_m \cdot |\eta''_{cr}|$ der Maximalwert des Biegemoments infolge $\eta_{cr,m}$ am maßgebenden Querschnitt m ;

$\eta_{cr}(x)$ die Form der maßgebenden Knickbiegelinie nach der Elastizitätstheorie (erster oder höherer Ordnung).

ANMERKUNG 1 Die Imperfektion $\eta_{\text{init}}(x)$ in der Form der Knickbiegelinie nach der Elastizitätstheorie kann generell für alle Bauteile unter Druckbeanspruchung und für Gesamttragwerke, die in der Ebene knicken, angewendet werden. Diese ist besonders geeignet für Bauteile mit über die Länge nicht konstanten Querschnittseigenschaften und/oder Normalkräften und für Tragwerke, die solche Bauteile enthalten.

ANMERKUNG 2 Für die Berechnung des Vergrößerungsfaktors α_{cr} kann davon ausgegangen werden, dass die Bauteile des Tragwerks ausschließlich durch Normalkräfte N_{Ed} beansprucht werden; N_{Ed} sind dabei die nach Theorie I. Ordnung berechneten Normalkräfte für den betrachteten Lastfall. Biegemomente können vernachlässigt werden.

ANMERKUNG 3 Der maßgebende Querschnitt m ist der Querschnitt mit dem höchsten Ausnutzungsgrad bezüglich der Wirkung der Normalkräfte und der Biegemomente auf Grund von Imperfektionen. Bei stark unregelmäßigen Bauteilen könnte es erforderlich sein, die Lage des maßgebenden Querschnitts m mit einem iterativen Verfahren zu bestimmen.

(2) Der Ausdruck $EI_m \cdot |\eta''_{\text{cr},m}|$ in Gleichung (7.18) darf ersetzt werden durch $|M_{\eta,\text{cr},m}^{\text{II}}|(\alpha_{\text{cr}} - 1)$.

Dabei ist

$M_{\eta,\text{cr},m}^{\text{II}}$ das Biegemoment im Querschnitt m, unter Anwendung einer Theorie II. Ordnung des Tragwerks berechnet, mit Imperfektion in Form der maßgebenden Eigenform η_{cr} .

(3) Wenn die globale Tragwerksberechnung unter Verwendung der in (1) definierten Imperfektionen durchgeführt wird, sollten die Querschnitte mit dem in 8.2.1(7) genannten Nachweis geführt werden. Wenn der Nachweis unter Berücksichtigung von Widerständen nach der Plastizitätstheorie geführt wird, sollte der Bemessungswert der Momententragsfähigkeit $M_{c,Rd}$ auf $1,25 M_{el,Rd}$ begrenzt werden. Dies gilt sowohl für die starke als auch die schwache Achse.

7.4 Berechnungsverfahren

7.4.1 Allgemeines

(1) Die Schnittgrößen dürfen nach einem der beiden folgenden Verfahren ermittelt werden:

- Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie (siehe 7.4.2); oder
- Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie (siehe 7.4.3).

ANMERKUNG Zu Finite Element (FEM)-Berechnungen siehe EN 1993-1-14.

(2) Die Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie darf in allen Fällen angewendet werden.

(3) Eine Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie darf für Tragwerke mit Bauteilen aus Stahlgüten bis S460 durchgeführt werden und wenn das Tragwerk über ausreichende Rotationskapazität an den Stellen verfügt, an denen sich die Fließgelenke bilden, sei es in Bauteilen oder in Anschlüssen.

- An den Fließgelenkstellen in Bauteilen sollte der Bauteilquerschnitt doppelt-symmetrisch oder einfachs-symmetrisch mit einer Symmetrieebene in der Rotationsebene des Fließgelenkes sein und zusätzlich den in 7.6 festgelegten Anforderungen entsprechen.
- Tritt ein Fließgelenk an einem Anschluss auf, sollte der Anschluss entweder ausreichende Festigkeit haben, damit sich das Fließgelenk im Bauteil bildet, oder er sollte seine plastische Festigkeit über eine ausreichende Rotation beibehalten können, siehe EN 1993-1-8.

ANMERKUNG Regelungen für die Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie unter Annahme von Fließgelenken können für Stahlgüten höher als S460 durch den Nationalen Anhang festgelegt werden. In diesem Fall können die relevanten Regelungen wie in 7.4.3 und 8.2.3 entsprechend geändert werden.

(4)B Vereinfachend darf bei nach Elastizitätstheorie berechneten Durchlaufträgern eine begrenzte plastische Momentenumlagerung berücksichtigt werden, wenn die Stützmomente die plastische Momententragfähigkeit um weniger als 15 % überschreiten. Die überschreitenden Momentenspitzen dürfen dann im Bauteil umgelagert werden, vorausgesetzt dass:

- die Schnittgrößen des Tragwerks mit den äußeren Einwirkungen im Gleichgewicht stehen;
- alle Bauteile, bei denen die Momente abgemindert werden, aus Stahlgüten bis S460 bestehen und Querschnitte der Klasse 1 oder 2 (siehe 7.5) aufweisen; und
- Biegedrillknicken verhindert ist, siehe 8.3.5.

7.4.2 Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie

(1) Bei einer Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie sollte davon ausgegangen werden, dass die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Materials in jedem Spannungszustand linear verläuft.

ANMERKUNG Bei der Wahl des Modells für verformbare Anschlüsse siehe 7.1.2.

(2) Schnittgrößen dürfen mit elastischen Berechnungsverfahren ermittelt werden, auch wenn die Querschnittsbeanspruchbarkeiten plastisch ermittelt sind, siehe 8.2.

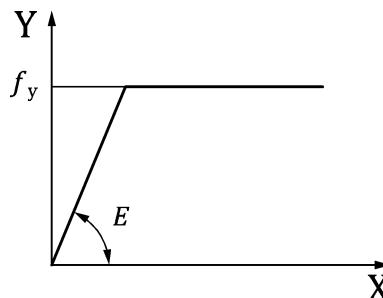
7.4.3 Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie

(1) Die Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie berücksichtigt die Einflüsse aus nicht-linearem Werkstoffverhalten bei der Ermittlung der Schnittgrößen. Die Tragwerksberechnung sollte nach einem der beiden Verfahren erfolgen, abhängig von den in (4) bis (8) angegebenen Bedingungen:

- Fließgelenkverfahren: das nicht-lineare Materialverhalten konzentriert sich auf voll plastizierte Querschnitte in den Fließgelenken und/oder Anschlässen, die als Fließgelenke wirken;
- Fließzonenverfahren: die Teilplastizierung von Bauteilen in Fließzonen wird explizit berücksichtigt.

(2) Eine Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie darf durchgeführt werden, wenn genügend seitliche Lagerungen in dem Bereich von Querschnitten vorgesehen sind, wo sich unter den Bemessungslasten ein Fließgelenk oder eine Fließzone entwickeln kann, siehe 8.3.5.

(3) Für Stahlgüten bis S460 darf die bi-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Bild 7.9 verwendet werden.



Legende

- X Dehnung;
Y Spannung;

Bild 7.9 — Bi-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung

(4) Falls die Tragwerksberechnung unter Berücksichtigung von Fließgelenken erfolgt, siehe (1) a):

- so dürfen nur Stahlgüten bis S460 (einschließlich) und Stähle, die die Bedingungen in 5.2.2 a) erfüllen, verwendet werden;
- eine Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie darf nur durchgeführt werden, wenn die Bauteile (oder Anschlüsse) in der Lage sind, genügende Rotationskapazitäten zu entwickeln, um die erforderliche Momentenumlagerung durchzuführen, siehe 7.5 und 7.6.

ANMERKUNG Für höhere Stahlsorten als S460, siehe (7) und (8).

(5) Falls die Tragwerksberechnung unter Berücksichtigung von Fließgelenken erfolgt und die Einflüsse der Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden können (siehe 7.2.1(4) und 7.2.1(5)), darf das starr-plastische Fließgelenkverfahren mit Vernachlässigung des elastischen Verhaltens zwischen den Gelenken angewendet werden. In diesem Falle werden die Anschlüsse nur nach ihrer Festigkeit klassifiziert, siehe EN 1993-1-8.

(6) Falls die Tragwerksberechnung unter Berücksichtigung von Fließgelenken erfolgt und die Einflüsse der Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden müssen, ist eine elastisch-plastische Tragwerksberechnung erforderlich. Die Einflüsse des verformten Systems und die Stabilität des Tragwerks sollten nach den Grundsätzen in 7.2 nachgewiesen werden.

(7) Für die Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie sollten die Bedingungen (7.1) und (7.2) für das System vor der Ausbildung des letzten Fließgelenkes geprüft werden oder es sollte für jedes einzelne Teilsystem entlang der Bildung der Fließgelenkkette bis zum Erreichen der Bemessungslasten geprüft werden, ob die Bedingungen erfüllt sind.

ANMERKUNG Die maximale Tragfähigkeit kann bei verformungsempfindlichen Tragwerken bereits erreicht werden, bevor sich die vollständige Fließgelenkkette nach Theorie I. Ordnung gebildet hat.

(8) Werden Stahlgüten höher als S460 verwendet, sollte die Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie Teilplastizierungen in Fließzonen nach dem Verfahren in (1) b) berücksichtigen.

(9) Falls die Tragwerksberechnung unter Berücksichtigung von Teilplastizierungen in Fließzonen erfolgt, siehe (1) b):

- Regelungen für die Tragwerksberechnung mit der Finite Elemente Methode sind EN 1993-1-14 zu entnehmen;
- Stahlgüten höher als S460 dürfen unter der Voraussetzung genutzt werden, dass Spannungs-Dehnungs-Kurven mit Dehnungsbegrenzung berücksichtigt werden und, falls notwendig, auch die Einflüsse von lokalen Beulimperfektionen nach EN 1993-1-14, berücksichtigt werden.

(10) Im Falle von Werkstoff-Nichtlinearitäten dürfen die Schnittgrößen eines Tragwerks auf Grundlage der Bemessungslasten für jede relevante Bemessungssituation inkrementell bestimmt werden. Bei dieser inkrementellen Annäherung sollten alle ständigen oder nicht-ständigen Lasten proportional erhöht werden.

7.5 Klassifizierung von Querschnitten

7.5.1 Grundlagen

(1) Querschnitte sollten durch das Ausmaß klassifiziert werden, indem ihre Beanspruchbarkeit und Rotationskapazität durch ihre lokale Biegeknicktragfähigkeit begrenzt wird.

7.5.2 Klassifizierung

(1) Zur Bestimmung ihrer Beanspruchbarkeit sollte ein Querschnitt in Übereinstimmung mit einer der folgenden vier Klassen klassifiziert werden:

- Querschnitte der Klasse 1 können plastische Gelenke oder Fließzonen mit ausreichender plastischer Momententrägfähigkeit und Rotationskapazität für die plastischen Berechnung ausbilden;
- Querschnitte der Klasse 2 können die plastische Momententrägfähigkeit entwickeln, haben aber aufgrund örtlichen Beulens nur eine begrenzte Rotationskapazität;
- Querschnitte der Klasse 3 erreichen für eine elastische Spannungsverteilung die Streckgrenze in der ungünstigsten Querschnittsfaser, können aber wegen örtlichen Beulens die plastische Momententrägfähigkeit nicht entwickeln;
- Querschnitte der Klasse 4 sind solche, bei denen örtliches Beulen vor Erreichen der Streckgrenze in einem beliebigen Teil des Querschnitts auftritt.

(2) Bei Querschnitten der Klasse 4 dürfen effektive Breiten verwendet werden, um die Abminderung der Beanspruchbarkeit infolge lokalen Beulens zu berücksichtigen, siehe EN 1993-1-5.

(3) Querschnitte sollten durch das Verhältnis von Breite zu Dicke, die Streckgrenze und die Spannungsverteilung der druckbeanspruchten Teile klassifiziert werden.

ANMERKUNG Die verschiedenen druckbeanspruchten Querschnittsteile (wie z. B. Steg oder Flansch) können im Allgemeinen verschiedenen Querschnittsklassen zugeordnet werden.

(4) Druckbeanspruchte Querschnittsteile sollten entweder vollständig oder teilweise unter der zu untersuchenden Einwirkungskombination Druckspannungen aufweisen.

(5) Ein Querschnitt sollte durch die höchste (ungünstigste) Klasse seiner druckbeanspruchten Querschnittsteile klassifiziert werden. Ausnahmen sind in 8.2.1(10) und 8.2.2.4(1) angegeben.

(6) Alternativ ist es zulässig, die Klasse eines Querschnitts durch Klassifizierung der Flansche sowie des Steges festzulegen.

(7) Die Höchstwerte der c/t -Verhältnisse druckbeanspruchter Querschnittsteile für die Klassen 1, 2, und 3 sollten der Tabelle 7.3 entnommen werden. Sie sind abhängig vom Materialparameter ε nach 5.2.5(2). Querschnittsteile, die die Anforderungen der Querschnittsklasse 3 nicht erfüllen, sollten in Querschnittsklasse 4 eingestuft werden.

(8) Für druckbeanspruchte Querschnittsteile mit Längssteifen sollte EN 1993-1-5 gelten.

(9) Mit Ausnahme der Fälle in (10) ist es möglich, Querschnitte der Klasse 4 wie Querschnitte der Klasse 3 zu behandeln, falls das c/t -Verhältnis, das nach Tabelle 7.3 mit einer Erhöhung von ε um $\sqrt{\frac{f_y/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$ ermittelt wird, kleiner als die Grenze für Klasse 3 ist; dabei ist $\sigma_{com,Ed}$ der größte Bemessungswert der einwirkenden Druckspannung im Querschnittsteil, die nach Theorie I. Ordnung oder, falls notwendig, nach Theorie II. Ordnung ermittelt wird.

(10) Es sollten jedoch für Stabilitätsnachweise eines Bauteils nach 8.3 immer die Grenzabmessungen der Klasse 3 nach Tabelle 7.3 verwendet werden.

(11) Querschnitte mit Klasse-3-Steg und Klasse-1- oder Klasse-2-Gurten dürfen als Klasse-2-Querschnitte mit einem wirksamen Steg nach 8.2.2.4 eingestuft werden.

(12) Wenn der Steg nur für die Schubkraftübertragung vorgesehen ist und nicht zur Abtragung von Biegemomenten und Normalkräften eingesetzt wird, darf der Querschnitt alleine abhängig von der Einstufung der Gurte den Klassen 2, 3 oder 4 zugeordnet werden.

ANMERKUNG Zu flanschinduziertem Stegbeulen, siehe EN 1993-1-5.

7.6 Anforderungen an Querschnittsformen und Aussteifungen am Ort der Fließgelenkbildung

(1) An Stellen, an denen sich Fließgelenke ausbilden können, sollten die Querschnitte des Bauteils eine den Anforderungen entsprechende Rotationskapazität aufweisen.

(2) Die Momenten-Rotationskapazität darf bei Bauteilen mit konstantem Querschnitt als ausreichend angenommen werden, wenn folgende Anforderungen erfüllt sind:

- a) das Bauteil hat einen Querschnitt der Klasse 1 am Fließgelenk (siehe 7.5.2 für die Klassifizierung von Querschnitten);
- b) wirken an den Fließgelenken innerhalb eines Bereichs von $h/2$ Einzellasten quer zur Trägerachse, so sollten im Abstand von maximal $h/2$ vom Fließgelenk Stegsteifen angeordnet werden, wenn die Einzellasten 10 % der Schubtragfähigkeit des Querschnitts überschreiten, siehe 8.2.6; dabei ist h die Querschnittshöhe.

(3) Falls sich der Querschnitt des Bauteils entlang seiner Längsachse verändert, sollten die folgenden Anforderungen zusätzlich zu den in (2) angegebenen erfüllt werden:

- a) Im Bereich eines Fließgelenks sollte die Dicke des Steges in einer Entfernung von mindestens $2h_w$ in beide Richtungen vom Fließgelenk nicht reduziert werden, wobei h_w die lichte Steghöhe am Fließgelenk ist.
- b) Im Bereich eines Fließgelenks sollte der druckbeanspruchte Gurt der Querschnittsklasse 1 angehören; als maßgebende Entfernung ist der größere der folgenden Werte zu verwenden:
 - $2h_w$, wobei h_w wie in (3)a) definiert ist;
 - der Abstand bis zu dem Punkt, an dem das Moment auf den 80 %-igen Wert der plastischen Momententragsfähigkeit am Fließgelenk gesunken ist.
- c) Außerhalb der Fließgelenkbereiche eines Bauteils sollten die druckbeanspruchten Gurte der Querschnittsklasse 1 oder 2 und die Stege der Querschnittsklasse 1, 2 oder 3 entsprechen.

(4) Angrenzend an ein Fließgelenk sollten die Löcher in zugbeanspruchten Trägerflanschen innerhalb eines Abstands nach (3) b) in jeder Richtung vom Fließgelenk den Anforderungen nach 8.2.5(4) entsprechen.

(5) Falls eine plastische Bemessung eines Rahmens unter Beachtung der Querschnittsanforderungen durchgeführt wird, darf das plastische Umlagerungsvermögen als ausreichend angenommen werden, wenn die Anforderungen nach (2) bis (4) für alle Bauteile, in denen Fließgelenke unter den Bemessungswerten der Einwirkungen auftreten können, erfüllt sind.

(6) Die Festlegungen in (2) bis (5) brauchen nicht berücksichtigt zu werden, falls eine plastische Tragwerksberechnung durchgeführt wird, welche das tatsächliche Spannungs- und Dehnungsverhalten entlang der Längsachse des Bauteils einschließlich lokalem Beulen und globalem Knicken des Bauteils und des Tragwerks berücksichtigt.

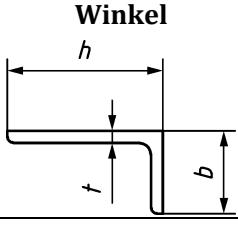
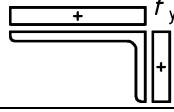
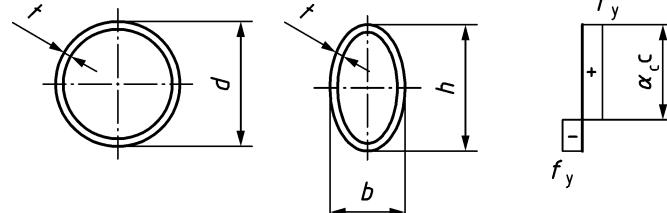
Tabelle 7.3 — Maximales c/t -Verhältnis druckbeanspruchter Querschnittsteile (Teil 1 von 3)

Beidseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile					
Legende					
1 Biegeachse					
Spannungsverteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)					
Klasse 1		$c/t \leq 72\epsilon$ $c/t \leq 28\epsilon$			
		wenn $\alpha_c > 0,5$: $c/t \leq \frac{126\epsilon}{5,5\alpha_c - 1}$ wenn $\alpha_c \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha_c}$			
Klasse 2		$c/t \leq 83\epsilon$ $c/t \leq 34\epsilon$			
		wenn $\alpha_c > 0,5$: $c/t \leq \frac{188\epsilon}{6,53\alpha_c - 1}$ wenn $\alpha_c \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha_c}$			
Klasse 3		$c/t \leq 121\epsilon$ $c/t \leq 38\epsilon$			
		wenn $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{38\epsilon}{0,608 + 0,343\psi + 0,049\psi^2}$ wenn $\psi \leq -1^a$: $\frac{c}{t} \leq 60,5\epsilon(1 - \psi)$			
Für I- oder H-Querschnitte mit gleichen Flanschen unter Normalkraft und einem Biegemoment um die Hauptachse parallel zu den Flanschen, kann der Parameter α_c welcher die Position der plastischen Neutralachse definiert, wie folgt bestimmt werden:					
Wenn $N_{Ed} \geq c t_w f_y \quad \alpha_c = 1,0$ Wenn $N_{Ed} \leq -c t_w f_y \quad \alpha_c = 0$ In anderen Fällen $\alpha_c = 0,5 \left(1 + \frac{N_{Ed}}{c t_w f_y} \right)$					
Dabei ist N_{Ed} der Bemessungswert der Normalkraft, Druckkräfte sind positiv, Zugkräfte negativ einzusetzen.					
^a $\psi \leq -1$ und $\sigma_{com,Ed} = f_y$ für die einwirkende Druckspannung falls die Dehnungen infolge Zug $\epsilon_t > f_y/E$ sind.					

Tabelle 7.3 — Maximales c/t -Verhältnis druckbeanspruchter Querschnittsteile (Teil 2 von 3)

Einseitig gestützte Flansche			
	Gewalzte Querschnitte	Geschweißte Querschnitte	
Spannungsverteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)			
Klasse 1	$c/t \leq 9 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha_c}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha_c \sqrt{\alpha_c}}$
Klasse 2	$c/t \leq 10 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha_c}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha_c \sqrt{\alpha_c}}$
Spannungsverteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)			
Klasse 3	$c/t \leq 14 \varepsilon$	$c/t \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Für k_σ siehe EN 1993-1-5	

Tabelle 7.3 — Maximales c/t -Verhältnis druckbeanspruchter Querschnittsteile (Teil 3 von 3)

Siehe auch „einseitig gestützte Flansche“ in Teil 2 von 3, oben	Winkel 	Gilt nicht für Winkel mit durchgehender Verbindung zu anderen Bauteilen	
Spannungsverteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)			
Klasse 3		$\frac{h}{t} \leq 15 \varepsilon$ und $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5 \varepsilon$	
Runde und elliptische Hohlprofile			
			
	auf Druck beanspruchte Querschnittsteile	auf Biegung beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck und Biegung beanspruchte Querschnittsteile
Klasse 1	$d_e/t \leq 50 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq 50 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq 50 \varepsilon^2$
Klasse 2	$d_e/t \leq 70 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq 70 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq 70 \varepsilon^2$
Klasse 3	$d_e/t \leq 90 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq 140 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq \frac{2520 \varepsilon^2}{5\psi + 23}$
Äquivalenter Durchmesser d_e für runde und elliptische Hohlprofile			
Für Rundhohlprofile:	$d_e = d$		
Für elliptische Hohlprofile:			
Auf Druck beansprucht:	$d_e = h \left[1 + \left(1 - 2,3 \left(\frac{t}{h} \right)^{0,6} \right) \left(\frac{h}{b} - 1 \right) \right]$ oder, konservativ: $d_e = \frac{h^2}{b}$		
Auf Biegung um die starke Achse beansprucht:	$\text{Für } h/b \leq 1,36: d_e = \frac{b^2}{h}$	$\text{Für } h/b > 1,36: d_e = 0,4 \frac{h^2}{b}$	
Auf Biegung um die schwache Achse beansprucht, oder auf Druck und Biegung um die schwache Achse:		$d_e = \frac{h^2}{b}$	
Bei Druck- und Biegebeanspruchung um die starke Achse kann der äquivalente Durchmesser d_e mit einer linearen Interpolation zwischen dem äquivalenten Durchmesser bei Druckbeanspruchung und dem bei Biegebeanspruchung berechnet werden, abhängig von dem Parameter α_c für Querschnitte der Klasse 1 und 2 und ψ für Querschnitte der Klasse 3 und 4.			
Bei Druck- und zweiachsiger Biegebeanspruchung darf für den äquivalenten Durchmesser d_e der interpolierte äquivalente Durchmesser für Druck und Biegung um die starke Achse, wie oben beschrieben, angesetzt werden, dabei sind α_c und ψ mit einer modifizierten Normalkraft zu berechnen: $N_{Ed} + M_{z,Ed} A/W_{pl,z}$ für Querschnitte der Klasse 1 und 2 und $N_{Ed} + M_{z,Ed} A/W_{el,z}$ für Querschnitte der Klasse 3 und 4.			

8 Grenzzustände der Tragfähigkeit

8.1 Teilsicherheitsbeiwerte

(1) Die charakteristischen Werte der folgenden Beanspruchbarkeiten, die in diesem Abschnitt angegeben werden, sollten mit den in 4.4.5(1) definierten Teilsicherheitsbeiwerten γ_{Mi} abgemindert werden:

- die Beanspruchbarkeit von Querschnitten (unabhängig von der Querschnittsklasse): γ_{M0}
- die Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen (bei Anwendung von Bauteilnachweisen): γ_{M1}
- die Beanspruchbarkeit von Querschnitten bei Bruchversagen infolge Zugbeanspruchung: γ_{M2}
- die Beanspruchbarkeit von Anschlüssen: siehe EN 1993-1-8

ANMERKUNG 1B Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} für Gebäude sind nachstehend angegeben, es sei denn, der Nationale Anhang enthält andere Werte:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

ANMERKUNG 2B Anhang E enthält Angaben zur Grundlage der Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} für Hochbauten.

ANMERKUNG 3 Für Bauten, die keine Hochbauten sind, werden die Werte der Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} , soweit zutreffend, in anderen Teilen von EN 1993 angegeben. Für Bauten, die nicht durch EN 1993-2 bis EN 1993-7 behandelt werden, werden die Werte der Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} in EN 1993-2 angegeben, es sei denn, der Nationale Anhang enthält andere Werte.

8.2 Beanspruchbarkeit von Querschnitten

8.2.1 Allgemeines

(1)P Der Bemessungswert einer Einwirkung darf an keinem Querschnitt den entsprechenden Bemessungswert der Beanspruchbarkeit überschreiten. Wenn mehrere Einwirkungen gleichzeitig einwirken, darf die kombinierte Wirkung nicht die Beanspruchbarkeit für diese Kombination überschreiten.

(2) Dabei sollten die mittragende Breite und das lokale Beulen unter Berücksichtigung einer effektiven Breite nach EN 1993-1-5 bestimmt werden. Ferner sollte Schubbeulen nach EN 1993-1-5 berücksichtigt werden.

(3) Die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit dürfen auf der elastischen oder der plastischen Beanspruchbarkeit beruhen und sie sollten auf der Grundlage der Klassifizierung des Querschnitts bestimmt werden.

(4) Die Bemessung entsprechend der elastischen Beanspruchbarkeit darf für alle Querschnittsklassen durchgeführt werden. Für Querschnitte der Klasse 4 sollten die wirksamen Querschnittswerte für die Bestimmung der elastischen Beanspruchbarkeit verwendet werden.

(5) Für die elastische Beanspruchbarkeit darf das folgende Fließkriterium (8.1) für den kritischen Punkt eines Querschnitts verwendet werden, wenn nicht andere Interaktionskriterien vorgezogen werden, siehe 8.2.8 bis 8.2.10 und Anhang C.

$$\frac{\sigma_{Eq,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \leq 1,0 \quad (8.1)$$

Dabei ist

$$\sigma_{Eq,Ed} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2} \quad (8.2)$$

$\sigma_{x,Ed}$ der Bemessungswert der Normalspannung in Längsrichtung am betrachteten Punkt.

$\sigma_{z,Ed}$ der Bemessungswert der Normalspannung in Querrichtung am betrachteten Punkt.

τ_{Ed} der Bemessungswert der Schubspannung am betrachteten Punkt.

ANMERKUNG Die Nachweisführung nach (5) kann konservativ sein, da sie die teilweise plastischen Spannungsumlagerungen nicht berücksichtigt.

(6) Die Bemessung in Übereinstimmung mit der plastischen Beanspruchbarkeit sollte durchgeführt werden, indem eine Spannungsverteilung bestimmt wird, die mit den Schnittgrößen im Gleichgewicht steht, ohne dass die Streckgrenze überschritten wird. Diese Spannungsverteilung sollte zu den plastischen Verformungen passen.

(7) Als konservative Näherung darf für alle Querschnittsklassen eine lineare Addition der Ausnutzungsgrade für alle Schnittgrößen angewendet werden. Für Querschnitte der Klasse 1, 2 und 3, die durch eine Kombination von N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ und $M_{z,Ed}$ beansprucht werden, darf dieses Verfahren unter Anwendung des Kriteriums (8.3) angewendet werden:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.3)$$

Dabei sind

N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ und $M_{z,Rd}$ die Bemessungswerte der Tragfähigkeiten in Abhängigkeit von der Querschnittsklasse unter möglicher Berücksichtigung mittragender Breiten, siehe 8.2.8.

ANMERKUNG 1 Für torsionsbeanspruchte Bauteile, siehe Bedingung (C.6).

ANMERKUNG 2 Bei Querschnitten der Klasse 4, siehe 8.2.9.3(2).

(8) Gehören alle druckbeanspruchten Teile eines Querschnitts zur Querschnittsklasse 1 oder 2, dann darf für den Querschnitt die volle plastische Momententragfähigkeit angesetzt werden.

(9) Sind alle druckbeanspruchten Teile eines Querschnitts der Querschnittsklasse 3 zuzuordnen, so sollte die Beanspruchbarkeit auf der Grundlage einer elastischen Spannungsverteilung über den Querschnitt ermittelt werden. Druckspannungen sollten durch Erreichen der Streckgrenze an den äußersten Querschnittsfasern begrenzt werden.

(10) Für Querschnitte der Klasse 3 darf Teilplastizierung berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Siehe 8.2.2.6 und Anhang B.

(11) Für Querschnitte der Klasse 3, bei denen Fließen als Erstes auf der Zugseite des Querschnitts auftritt, dürfen die plastischen Reserven des Zugbereichs durch den Ansatz einer Teilplastizierung ausgenutzt werden.

8.2.2 Querschnittswerte**8.2.2.1 Bruttoquerschnitte**

(1) Die Bruttoquerschnittswerte sollten in Übereinstimmung mit den Nennwerten der Abmessungen bestimmt werden. Löcher für VerbindungsmitteI dürfen vernachlässigt werden, aber größere Öffnungen sollten berücksichtigt werden. Lose Futterbleche sollten nicht angesetzt werden.

8.2.2.2 Nettofläche

(1) Die Nettofläche A_{net} eines Querschnitts sollte aus der Bruttoquerschnittsfläche durch geeigneten Abzug aller Löcher und anderer Öffnungen bestimmt werden, siehe Gleichung (8.4).

$$A_{\text{net}} = A - \Delta A_{\text{net}} \quad (8.4)$$

Dabei ist

A die Bruttoquerschnittsfläche;

ΔA_{net} die abzuziehende Querschnittsfläche zur Berücksichtigung der Löcher.

(2) Der Lochabzug für die Nettofläche sollte die Bruttoquerschnittsfläche des Loches in der Querschnittsebene sein. Bei Löchern für Senkschrauben ist die Fase entsprechend zu berücksichtigen.

(3) Bei nicht versetzten Löchern sollte die kritische Lochabzugsfläche der Größtwert der Summen der Bruttoquerschnittsflächen der Löcher in jedem Querschnitt senkrecht zur Risslinie ② in Bild 8.1 sein.

ANMERKUNG Der Größtwert kennzeichnet die kritische Risslinie.

(4) Sind die Löcher versetzt angeordnet, sollte die kritische Lochabzugsfläche ΔA_{net} größer sein als:

- a) der Lochabzug bei versetzt angeordneten Löchern (Risslinie ① in Bild 8.1)

$$\Delta A_{\text{net},1} = t \left(n_1 d_0 - \sum \frac{s^2}{4p_2} \right) \quad (8.5)$$

- b) der Lochabzug wie bei nicht versetzt angeordneten Löchern nach (3) (Risslinie ② in Bild 8.1);

$$\Delta A_{\text{net},2} = n_2 d_0 t \quad (8.6)$$

Dabei ist

s der versetzte Lochabstand, d. h. der Abstand der Lochachsen zweier aufeinander folgender Löcher gemessen in Richtung der Bauteilachse;

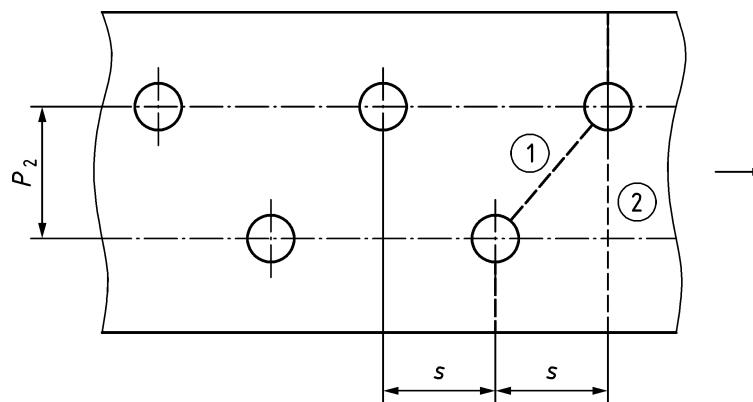
p_2 der Lochabstand derselben Lochachsen gemessen senkrecht zur Bauteilachse;

t die Blechdicke;

n_1 die Anzahl der Löcher längs einer Diagonalen oder Zickzacklinie (kritische Risslinie), die sich über den Querschnitt oder über Querschnittsteile erstreckt, siehe Risslinie ① in Bild 8.1;

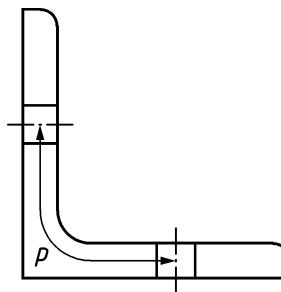
n_2 die Anzahl der Löcher in einem Schnitt, bei nicht versetzt angeordneten Löchern, siehe Risslinie ② in Bild 8.1;

d_0 der Lochdurchmesser.

**Bild 8.1 — Versetzte Löcher und kritische Risslinien 1 und 2**

(5) Bei Winkeln oder anderen Bauteilen mit Löchern in mehreren Ebenen sollte der Lochabstand p entlang der Profilmittellinie gemessen werden (siehe Bild 8.2).

ANMERKUNG Weiterführende Einzelheiten zu Winkelnachweisen bei Nettoquerschnitten sind in EN 1993-1-8 enthalten.

**Bild 8.2 — Winkel mit Löchern in beiden Schenkeln**

8.2.2.3 Mittragende Breite

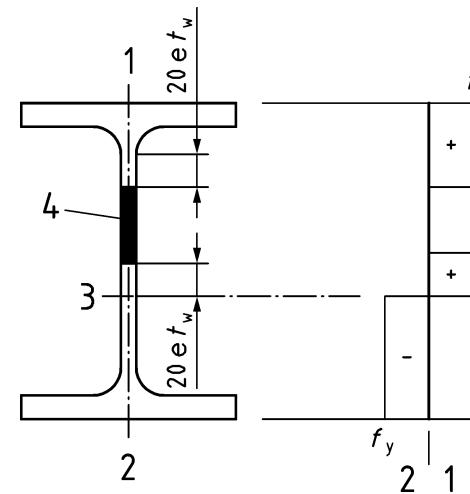
(1) Dabei sollten die mittragende Breite durch Berechnung einer wirksamen Breite nach EN 1993-1-5 berücksichtigt werden.

(2) Bei Querschnitten der Klasse 4 sollte die Interaktion zwischen der mittragenden Breite und der mitwirkenden Breite infolge lokalen Beulens nach EN 1993-1-5 berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Für kaltgeformte Bauteile (die keine Hohlquerschnitte nach EN 10219 aufweisen), siehe EN 1993-1-3.

8.2.2.4 Wirksame Eigenschaften von Querschnitten mit Stegen der Klasse 3 und Gurten der Klasse 1 oder 2

(1) Wenn Querschnitte mit Klasse-3-Steg und Klasse-1- oder Klasse-2-Gurten als Klasse-2-Querschnitte eingestuft werden, siehe 7.5.2(11), sollten die wirksamen Querschnittswerte bestimmt werden, indem der Anteil des druckbeanspruchten Steges durch einen wirksamen Anteil von $20\epsilon t_w$ am Druckgurt und einen weiteren Anteil von $20\epsilon t_w$ an der neutralen Achse der plastischen Spannungsverteilung des Querschnitts nach Bild 8.3. ersetzt wird.

**Legende**

- 1 Druck
- 2 Zug
- 3 plastische Nulllinie (des wirksamen Querschnitts)
- 4 nicht wirksame Fläche

Bild 8.3 — Wirksame Stegfläche für Klasse-2-Querschnitte**8.2.2.5 Wirksame Querschnittswerte für Querschnitte der Klasse 4**

(1) Die wirksamen Querschnittswerte für Querschnitte der Klasse 4 sollten mit den wirksamen Breiten der druckbeanspruchten Querschnittsteile ermittelt werden.

ANMERKUNG Für kaltgeformte Querschnitte (die keine Hohlquerschnitte nach EN 10219 aufweisen), siehe EN 1993-1-3.

(2) Die wirksame Breite für ebene druckbeanspruchte Querschnittsteile sollte nach EN 1993-1-5 bestimmt werden.

(3) Wenn ein Querschnitt der Klasse 4 durch eine Druckkraft N_{Ed} beansprucht ist, sollte das in EN 1993-1-5 genannte Verfahren zur Anwendung kommen, um die mögliche Verschiebung e_N der Hauptachse der wirksamen Querschnittsfläche A_{eff} bezogen auf die Hauptachse des Bruttoquerschnitts, sowie das sich daraus ergebende Zusatzmoment zu bestimmen:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \quad (8.7)$$

ANMERKUNG Das Vorzeichen des Zusatzmoments ist vom Zusammenwirken der maßgebenden Schnittgrößen abhängig, siehe 8.2.9.3(2).

(4) Für runde oder elliptische Hohlprofile der Klasse 4 entsprechend EN 10210-1, EN 10210-2, EN 10219-1 oder EN 10219-2, unter Druckbeanspruchung, darf die wirksame Querschnittsfläche A_{eff} unter Berücksichtigung des äquivalenten Durchmessers d_e nach Tabelle 7.3 (Teil 3 von 3) und der Dicke t wie folgt ermittelt werden:

$$A_{eff} = A \sqrt{\frac{90 \varepsilon^2}{d_e/t}} \quad \text{für } d_e/t \leq 240 \varepsilon^2 \quad (8.8)$$

(5) Für runde oder elliptische Hohlprofile der Klasse 4 entsprechend EN 10210-1, EN 10210-2, EN 10219-1 oder EN 10219-2, unter Biegebeanspruchung, darf das wirksame Widerstandsmoment W_{eff} unter Berücksichtigung des äquivalenten Durchmessers d_e nach Tabelle 7.3 (Teil 3 von 3) und der Dicke t wie folgt ermittelt werden:

$$W_{\text{eff}} = W_{\text{el}} \sqrt[4]{\frac{140 \varepsilon^2}{d_e/t}} \quad \text{für } d_e/t \leq 240 \varepsilon^2 \quad (8.9)$$

ANMERKUNG Für runde oder elliptische Hohlprofile der Klasse 4, welche die in (4) und (5) bestimmte Grenze von d_e/t übersteigen, siehe EN 1993-1-6.

8.2.2.6 Querschnittswerte für die charakteristische Tragfähigkeit

(1) Der charakteristische Wert der Normalkrafttragfähigkeit N_{Rk} und der charakteristische Wert der Momententragfähigkeit M_{Rk} sollten unter Verwendung der Querschnittswerte nach Tabelle 8.1, entsprechend der Querschnittsklasse wie folgt bestimmt werden:

$$N_{\text{Rk}} = A_i f_y \quad (8.10)$$

$$M_{y,\text{Rk}} = W_y f_y \quad (8.11)$$

$$M_{z,\text{Rk}} = W_z f_y \quad (8.12)$$

Tabelle 8.1 — Querschnittswerte entsprechend der Querschnittsklasse

Klasse	1	2	3	4
Querschnittsfläche A_i	A	A	A	A_{eff}
Widerstandsmoment W_y	$W_{\text{pl},y}$	$W_{\text{pl},y}$	$W_{\text{el},y}^{\text{a, b}}$	$W_{\text{eff},y}^{\text{b}}$
Widerstandsmoment W_z	$W_{\text{pl},z}$	$W_{\text{pl},z}$	$W_{\text{el},z}^{\text{a, b}}$	$W_{\text{eff},z}^{\text{b}}$

^a Alternativ dürfen $W_{\text{ep},y}$ oder $W_{\text{ep},z}$ verwendet werden, siehe Anhang B.
^b Das elastische Widerstandsmoment bezieht sich auf die ungünstigste Querschnittsfaser mit der maximalen Normalspannung.

8.2.3 Zugbeanspruchung

(1)P Der Bemessungswert der einwirkenden Zugkraft N_{Ed} muss an jedem Querschnitt folgende Gleichung (8.13) erfüllen:

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{t,\text{Rd}}} \leq 1,0 \quad (8.13)$$

Dabei ist

$N_{t,\text{Rd}}$ der Bemessungswert der Zugbeanspruchbarkeit. Für den Bruttoquerschnitt wird es angegeben als:

$$N_{t,\text{Rd}} = N_{\text{pl},\text{Rd}} = \frac{A f_y}{\gamma_{\text{M0}}} \quad (8.14)$$

(2) Als Bemessungswert der Zugbeanspruchbarkeit $N_{t,Rd}$ eines Querschnittes mit Löchern sollte der kleinere der folgenden Werte angesetzt werden:

- der Bemessungswert der plastischen Beanspruchbarkeit des Bruttoquerschnitts nach (8.14);
- der Bemessungswert der Zugbeanspruchbarkeit des Nettoquerschnitts unter Berücksichtigung der Löcher;

$$N_{u,Rd} = \frac{k A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (8.15)$$

Dabei ist

$k = 1,0$ für Querschnitte mit glatten Löchern (d. h. grätfreie Löcher), z. B. durch Bohren oder Wasserstrahl-Schneiden gefertigte Löcher;

$k = 0,9$ für Querschnitte mit rauen Löchern (d. h. Löcher mit Graten), z. B. durch Stanzen oder Brennschneiden gefertigte Löcher;

$k = 0,9$ für Bauten, die Ermüdung unterliegen.

(3) Wird eine Kapazitätsbemessung nach EN 1998 gefordert (siehe 3.1.10), sollte der Bemessungswert der plastischen Zugbeanspruchbarkeit $N_{pl,Rd}$ des Bruttoquerschnitts geringer sein als der Bemessungswert der Zugbeanspruchbarkeit des Nettoquerschnitts unter Berücksichtigung der Löcher, $N_{u,Rd}$. Höherwertigere Stahlsorten als S460 sollten nicht verwendet werden, wenn die Kapazitätsbemessung erforderlich ist.

(4) Für Verbindungen der Kategorie C nach EN 1993-1-8 sollten der Bemessungswert der Zugbeanspruchbarkeit $N_{t,Rd}$ des Nettoquerschnitts unter Berücksichtigung von Löchern für Verbindungsmittel als $N_{net,Rd}$ angesetzt werden, nach Gleichung (8.16):

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.16)$$

ANMERKUNG Für Winkel, die an einem Schenkel angeschlossen sind und andere asymmetrische angeschlossene Bauteile, die auf Zug beansprucht sind, siehe EN 1993-1-8.

8.2.4 Druckbeanspruchung

(1)P Für den Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft N_{Ed} ist an jedem Querschnitt folgender Nachweis zu erfüllen:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.17)$$

(2) Als Bemessungswert der Druckbeanspruchbarkeit $N_{c,Rd}$ eines Querschnitts sollte angesetzt werden:

$$N_{c,Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M0}} \quad (8.18)$$

Dabei ist

N_{Rk} der charakteristische Wert der Normalkrafttragfähigkeit nach 8.2.2.6.

(3) Außer bei übergroßen Löchern oder Langlöchern nach EN 1090-2 dürfen Löcher für Verbindungsmittel bei druckbeanspruchten Bauteilen vernachlässigt werden, wenn sie mit den Verbindungsmitteln gefüllt sind.

(4) Bei unsymmetrischen Querschnitten der Klasse 4 sollte das Verfahren nach 8.2.9.3 zur Anwendung kommen, um das Zusatzmoment ΔM_{Ed} infolge der Verschiebung der Hauptachse des wirksamen Querschnitts, siehe 8.2.2.5(3), zu berücksichtigen.

8.2.5 Biegebeanspruchung

(1) Der Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments M_{Ed} muss an jedem Querschnitt folgende Gleichung (8.19) erfüllen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.19)$$

Dabei ist

$M_{c,Rd}$ unter Berücksichtigung der Löcher für Verbindungsmitte zu ermitteln, siehe (4) bis (6).

(2) Der Bemessungswert der Biegemomententrägfähigkeit des Querschnitts für Biegung um eine Hauptachse $M_{c,Rd}$, sollte nach Gleichung (8.20) berechnet werden:

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M0}} \quad (8.20)$$

Dabei ist

M_{Rk} der charakteristische Wert der Biegemomententrägfähigkeit nach 8.2.2.6, für die zutreffende Biegeachse.

(3) Bei zweiachsiger Biegung sollten die in 8.2.9 angegebenen Verfahren angewendet werden.

(4) Löcher im zugbeanspruchten Flansch dürfen vernachlässigt werden, wenn für den zugbeanspruchten Flansch die Bedingung (8.21) erfüllt ist:

$$\frac{A_{t,net} k f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_t f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.21)$$

Dabei ist

k in 8.2.3(2) festgelegt;

$A_{t,net}$ die Nettofläche des zugbeanspruchten Flansches;

A_t die Fläche des zugbeanspruchten Flansches.

ANMERKUNG Das Kriterium in (4) enthält die Kapazitätsbemessung (siehe 3.1.9).

(5) Löcher im Zugbereich von Stegblechen dürfen vernachlässigt werden, wenn die Bedingung (4) für die gesamte Zugzone, die sich aus Zugflansch und Zugbereich des Stegbleches zusammensetzt, sinngemäß erfüllt wird.

(6) Außer bei übergroßen Löchern oder Langlöchern dürfen Löcher in der Druckzone von Querschnitten vernachlässigt werden, wenn sie mit den Verbindungsmitte gefüllt sind.

8.2.6 Querkraftbeanspruchung

(1) P Der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} an jedem Querschnitt muss das Kriterium (8.22) erfüllen:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.22)$$

Dabei ist

$V_{c,Rd}$ der Bemessungswert der Querkraftbeanspruchbarkeit ist. Für eine plastische Bemessung ist $V_{c,Rd}$ der Bemessungswert der plastischen Querkraftbeanspruchbarkeit $V_{pl,Rd}$. Für eine plastische Bemessung sollte ein Nachweis des Querschnitts unter Verwendung des Fließkriteriums in (4) und (5) durchgeführt werden.

(2) Liegt keine Torsion vor, sollte der Bemessungswert der plastischen Querkraftbeanspruchbarkeit $V_{pl,Rd}$ nach Gleichung (8.23) berechnet werden:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (8.23)$$

Dabei ist

A_v die wirksame Schubfläche.

(3) In Abhängigkeit des Querschnitts darf die wirksame Schubfläche A_v wie folgt ermittelt werden:

- a) in gewalzten Profilen mit I- und H-Querschnitten, Lastrichtung parallel zum Steg:

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$
 aber nicht kleiner als $\eta h_w t_w$
- b) in gewalzten Profilen mit I- und H-Querschnitten, Lastrichtung parallel zu den Flanschen: $2bt_f$
- c) in gewalzten Profilen mit U-Querschnitten, Lastrichtung parallel zum Steg $A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$
- d) in Profilen mit T-Querschnitten, Lastrichtung parallel zum Steg
 - für gewalzte Profile mit T-Querschnitten: $A - bt_f + (t_w + 2r)\frac{t_f}{2}$
 - für geschweißte Profile mit T-Querschnitten: $t_w \left(h - \frac{t_f}{2} \right)$
- e) in geschweißten Profilen mit I-, H- und Kastenquerschnitten, Lastrichtung parallel zum Steg: $\eta \sum(h_w t_w)$
- f) in geschweißten I-, H-, U- und Kastenquerschnitten, Lastrichtung parallel zu den Flanschen: $A - \sum(h_w t_w)$
- g) in gewalzten Rechteckhohlquerschnitten mit gleichförmiger Blechdicke:
 - Belastung parallel zur Trägerhöhe: $A h / (b + h)$
 - Belastung parallel zur Trägerbreite: $A b / (b + h)$
- h) in Rundhohlquerschnitten und Rohren mit gleichförmiger Blechdicke: $2A/\pi$
- i) in elliptischen Hohlquerschnitten mit gleichförmiger Blechdicke:
 - Belastung parallel zur Trägerhöhe: $2(h - t)t$
 - Belastung parallel zur Trägerbreite: $2(b - t)t$

Dabei ist

- A die Querschnittsfläche;
- b die Gesamtbreite;
- h die Gesamthöhe;
- h_w die Stegblechhöhe, gemessen zwischen den Flanschen, siehe Bild 3.1;
- r der Ausrundungsradius;
- t_f die Flanschdicke;
- t_w die Stegdicke (bei veränderlicher Stegdicke sollte die kleinste Dicke für t_w verwendet werden);
- t die Dicke des Hohlquerschnitts;
- η siehe EN 1993-1-5.

ANMERKUNG η kann auf der sicheren Seite mit 1,0 angenommen werden.

(4) Für eine elastische Bemessung darf das Fließkriterium (8.24) für den kritischen Punkt eines Querschnitts verwendet werden, wenn nicht der Schubbeulnachweis nach EN 1993-1-5 erforderlich ist:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (8.24)$$

Der Bemessungswert der Schubspannung τ_{Ed} darf nach Gleichung (8.25) berechnet werden:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t} \quad (8.25)$$

Dabei ist

- V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft;
- S das statische Flächenmoment;
- I das Flächenträgheitsmoment des Gesamtquerschnitts;
- t die Blechdicke am Nachweispunkt.

ANMERKUNG Die Nachweisführung nach (4) kann konservativ sein, da sie die teilweise plastische Querkraftumlagerung, welche in der elastischen Bemessung erlaubt ist, nicht berücksichtigt.

(5) Bei I- oder H-Querschnitten darf der Bemessungswert der Schubspannung τ_{Ed} im Steg nach Gleichung (8.26) berechnet werden:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{wenn } A_f/A_w \geq 0,6 \quad (8.26)$$

Dabei ist

- A_f die Fläche eines Flansches;
- A_w die Fläche des Stegbleches: $A_w = h_w t_w$.

(6) Die Schubbeanspruchbarkeit für unausgesteifte Stegbleche sollte nach EN 1993-1-5 bestimmt werden, wenn der Schlankheitsgrad des Stegblechs so beschaffen ist, dass Bedingung (8.27) gilt:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (8.27)$$

Für den Wert von η siehe EN 1993-1-5. Für das Kriterium (8.27) darf $\eta = 1,2$ angenommen werden.

ANMERKUNG Für die Tragfähigkeit bei Schubbeulen behandelt EN 1993-1-5 ausschließlich Platten, die allseitig gelagert sind.

(7) Für runde und elliptische Hohlquerschnitte von gleichförmiger Dicke, sollte die Tragfähigkeit bei Schubbeulen nach EN 1993-1-6 bestimmt werden, wenn:

- $(d - t)/t > 100 \varepsilon^2$ für runde Hohlquerschnitte;
- $(h - t)/t > 100 \varepsilon^2$ für elliptische Hohlquerschnitte mit Lastrichtung parallel zur Trägerhöhe;
- $(b - t)/t > 100 \varepsilon^2$ für elliptische Hohlquerschnitte mit Lastrichtung parallel zur Trägerbreite.

(8) Löcher für Verbindungsmittel sollten beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit an Verbindungsstellen nach EN 1993-1-8 berücksichtigt werden, aber sie dürfen anderenorts vernachlässigt werden.

8.2.7 Torsion

(1) Das gesamte einwirkende Torsionsmoment T_{Ed} an einem Querschnitt setzt sich aus zwei Schnittgrößen zusammen, wie in Gleichung (8.28) angegeben:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (8.28)$$

Dabei ist

- $T_{t,Ed}$ der Bemessungswert des einwirkenden St. Venant'schen Torsionsmoments;
 $T_{w,Ed}$ der Bemessungswert des einwirkenden Wölbturnsionsmoments.

(2) Die Bemessungswerte $T_{t,Ed}$ und $T_{w,Ed}$ dürfen anhand des Gesamtturnsionsmoments T_{Ed} mit einer elastischen Berechnung, unter Berücksichtigung der entsprechenden Querschnittswerte, der Zwängungsbedingungen an den Auflagern und der Lastverteilung längs des Bauteils bestimmt werden.

(3) Für die elastische Bemessung von Bauteilen, die auf ein Torsionsmoment beansprucht werden, darf das Kriterium nach 8.2.1(5) angewendet werden. Folgende Spannungen infolge Torsionsbeanspruchung sollten in Betracht gezogen werden:

- die Längsspannungen $\sigma_{w,Ed}$ aufgrund des Wölbturnmoments B_{Ed} ;
- die einwirkende Schubspannung $\tau_{t,Ed}$ infolge St. Venant'scher Torsion $T_{t,Ed}$;
- die einwirkende Schubspannung $\tau_{w,Ed}$ infolge Wölbturnsion $T_{w,Ed}$.

(4) Zur Vereinfachung darf bei Bauteilen mit einem Hohlquerschnitt der Einfluss aus der Wölbturn vernachlässigt werden. Ebenfalls darf vereinfachend bei Bauteilen mit offenen Querschnitten, wie zum Beispiel I- oder H-Querschnitten der Einfluss der St. Venant'schen Torsion vernachlässigt werden.

(5) Für einen Querschnitt der Klasse 1 oder Klasse 2 darf sich der Nachweis auf dessen plastische Beanspruchbarkeit beziehen und die Torsionswirkungen des Wölbturnmoments B_{Ed} dürfen aus einer elastischen Berechnung ermittelt werden, siehe (2).

(6) Bei gleichzeitiger Beanspruchung durch Biegung und Torsion sollten bei der Ermittlung der plastischen Biegemomentenbeanspruchbarkeit eines Querschnitts als Torsionsschnittgrößen B_{Ed} nur jene berücksichtigt werden, die sich aus der elastischen Berechnung ergeben, siehe (3).

(7) Für symmetrische I-Querschnitte der Klasse 1 oder 2, beansprucht durch Biegung um die Hauptachse, darf der plastische Biegemomentenwiderstand $M_{c,B,Rd}$ vermindert durch das Wölbmoment B_{Ed} nach Gleichung (8.29) berechnet werden:

$$M_{c,B,Rd} = \sqrt{1 - \frac{B_{Ed}}{B_{Rd}}} M_{pl,Rd} \quad (8.29)$$

Dabei ist

B_{Rd} der Bemessungswert des plastischen Widerstandes des Wölbmoments;

$$B_{Rd} = \frac{W_{B,pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$W_{B,pl}$ das plastische Widerstandsmoment für den plastischen Widerstand des Wölbmoments.

ANMERKUNG Für doppelt-symmetrische I- und H-Querschnitte: $W_{B,pl} = 0,25 t_f b^2 (h - t_f)$.

(8) Für den Nachweis der Beanspruchbarkeit eines geschlossenen Hohlprofils sollten die Bemessungswerte der Schubtragfähigkeiten der einzelnen Teilstücke des Querschnitts nach EN 1993-1-5 berücksichtigt werden, wenn Schubbeulen relevant ist.

(9) Wenn das Torsionsmoment mit einer Querkraft kombiniert wird, sollte die plastische Querkraftbeanspruchbarkeit von $V_{pl,Rd}$ auf $V_{pl,T,Rd}$ abgemindert werden und der Bemessungswert der Querkraft sollte folgendes erfüllen:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.30)$$

dabei sollte $V_{pl,T,Rd}$ angenommen werden als:

— für I- oder H-Querschnitte:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y/\sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (8.31)$$

— für U-Querschnitte:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y/\sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y/\sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (8.32)$$

— für Hohlprofile:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (8.33)$$

8.2.8 Beanspruchung aus Biegung und Querkraft

(1) Wenn Biegemoment und Querkraft vorliegen, sollte der Einfluss der Querkraft auf die Biegemomentbeanspruchbarkeit des Querschnitts berücksichtigt werden.

(2) Der Bemessungswert der einwirkenden Biegemomente M_{Ed} an jedem Querschnitt muss das Kriterium (8.34) erfüllen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{V,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.34)$$

Dabei ist

$M_{V,Rd}$ der durch den Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} abgeminderte Bemessungswert der plastischen Momentbeanspruchbarkeit.

(3) Der Einfluss der Querkraft V_{Ed} auf den Bemessungswert der Biegemomentbeanspruchbarkeit $M_{c,Rd}$ darf vernachlässigt werden, wenn die Bedingung (8.35) erfüllt ist:

$$V_{Ed} \leq \eta_V V_{pl,Rd} \quad (8.35)$$

Wenn das Schubbeulen die Querschnittstragfähigkeit abmildert, siehe 8.2.6(6), 8.2.6(7) und EN 1993-1-5.

ANMERKUNG Der Wert von η_V beträgt 0,5, es sei denn, der Nationale Anhang gibt abhängig von der Art des Querschnitts einen anderen Wert an. Modifizierungen von ρ in Gleichungen (8.37), (8.40) und (8.61) können entsprechend angegeben werden.

(4) In allen anderen Fällen sollte der abgeminderte Bemessungswert der Biegemomentbeanspruchbarkeit des Querschnitts gegen die Kombination aus Biegemoment und Querkraft als der unter Anwendung einer abgeminderten Streckgrenze $f_{y,red}$ für die querkraftbeanspruchte Querschnittsfläche bestimmte Bemessungswert der Biegemomentbeanspruchbarkeit des Querschnitts angenommen werden:

$$f_{y,red} = (1 - \rho)f_y \quad (8.36)$$

Dabei ist

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (8.37)$$

$V_{c,Rd}$ angenommen als $V_{pl,Rd}$ ermittelt nach 8.2.6(2).

Für runde und elliptische Hohlquerschnitte von gleichförmiger Dicke sollte die abgeminderte Momentbeanspruchbarkeit als die Bemessungsbeanspruchbarkeit des Querschnitts angenommen werden, die unter Anwendung der abgeminderten Streckgrenze $f_{y,red}$ nach Gleichung (8.36) für die vollständige Querschnittsfläche berechnet wurde.

(5) Anstelle der Abminderung der Streckgrenze darf auch eine Abminderung der Blechdicke der maßgebenden Querschnittsteile vorgenommen werden.

(6) Wenn Torsion vorliegt, sollte $V_{c,Rd}$ als $V_{pl,T,Rd}$ nach 8.2.7 angenommen werden.

(7) Für I-Querschnitte der Klasse 1 und der Klasse 2 sollte bei vorliegender Torsion, der abgeminderte Bemessungswert der plastischen Momentbeanspruchbarkeit $M_{B,V,Rd}$ als die Bemessungsbeanspruchbarkeit

des Querschnitts angesetzt werden, die unter Anwendung einer abgeminderten Streckgrenze $f_{y,\text{red}}$ wie folgt berechnet wurde:

$$f_{y,\text{red}} = (1 - \rho) f_y \frac{M_{c,B,Rd}}{M_{c,Rd}} \quad \text{für die wirksame Schubfläche} \quad (8.38)$$

$$f_{y,\text{red}} = f_y \frac{M_{c,B,Rd}}{M_{c,Rd}} \quad \text{für den restlichen Querschnitt} \quad (8.39)$$

Dabei ist

$M_{c,B,Rd}$ in 8.2.7(7) angegeben. Liegt keine Wölbtorsion vor: $M_{c,B,Rd} = M_{c,Rd}$.

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2 \quad \begin{array}{l} \text{siehe 8.2.7, sollte jedoch als 0 angesetzt werden für} \\ V_{Ed} \leq \eta_V V_{pl,T,Rd} \end{array} \quad (8.40)$$

Dabei ist

η_V in 8.2.8(3) angegeben.

(8) Bei doppelt-symmetrischen I-Querschnitten der Klasse 1 und der Klasse 2 unter Biegebeanspruchung um die Hauptachse y-y darf alternativ die abgeminderte plastische Momentenbeanspruchbarkeit, die die Querkraft und das Wölbmoment berücksichtigt, wie folgt ermittelt werden:

$$M_{y,B,V,Rd} = \frac{\left(W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4 t_w} \right) f_y M_{y,c,B,Rd}}{\gamma_{M0} M_{y,c,Rd}} \quad \text{jedoch } M_{y,B,V,Rd} \leq M_{y,c,B,Rd} \quad (8.41)$$

Dabei wird

$M_{y,c,Rd}$ nach 8.2.5(2) ermittelt;

$M_{y,c,B,Rd}$ nach 8.2.7(7) ermittelt.

$$A_w = h_w t_w \quad (8.42)$$

Liegt keine Wölbtorsion vor, dann: $M_{y,c,B,Rd} = M_{y,c,Rd}$

ANMERKUNG Zur Interaktion der Beanspruchungen aus Biegung, Querkraft und Querbelastung siehe 8.2.11.

8.2.9 Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft

8.2.9.1 Querschnitte der Klasse 1 und Klasse 2

(1) Wenn Biegemomente und Normalkraft vorliegen, sollte der Einfluss der Normalkraft auf die plastische Biegemomentenbeanspruchbarkeit berücksichtigt werden.

(2)P Für Querschnitte der Klasse 1 und Klasse 2 muss der Bemessungswert des Biegemoment M_{Ed} an jedem Querschnitt das Kriterium (8.43) erfüllen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.43)$$

Dabei ist

$M_{N,Rd}$ der durch die einwirkende Normalkraft N_{Ed} abgeminderte Bemessungswert der plastischen Momentenbeanspruchbarkeit.

(3) Bei rechteckigen Vollquerschnitten ohne Schraubenlöcher sollte $M_{N,Rd}$ nach Gleichung (8.44) ermittelt werden:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (8.44)$$

(4) Bei doppelt-symmetrischen I- und H-Querschnitten, oder anderen Querschnitten mit Gurten, darf der Einfluss der Normalkraft auf die plastische Biegemomentbeanspruchbarkeit um die y-y-Achse vernachlässigt werden, wenn die beiden folgenden Bedingungen erfüllt sind:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (8.45)$$

und

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.46)$$

Bei doppelt-symmetrischen I- und H-Querschnitten, darf der Einfluss der Normalkraft auf die plastische Biegemomentbeanspruchbarkeit um die z-z-Achse vernachlässigt werden, wenn die Bedingung (8.47) erfüllt ist:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.47)$$

(5) Bei doppelt-symmetrischen I- und H-Querschnitten, bei denen Löcher vernachlässigt werden dürfen, darf $M_{N,Rd}$ angesetzt werden als:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0,5 a} \quad \text{jedoch } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (8.48)$$

$$\text{für } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (8.49)$$

$$\text{für } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] \quad (8.50)$$

Dabei ist

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd};$$

$$a = (A - 2bt_f)/A \quad \text{jedoch } a \leq 0,5.$$

(6) Für rechteckige Hohlquerschnitte von gleichförmiger Dicke, bei denen die Löcher vernachlässigt werden dürfen und für geschweißte Kastenquerschnitte mit gleichen Flanschen und gleichen Stegen, bei denen Löcher vernachlässigt werden dürfen, darf $M_{N,Rd}$ angesetzt werden als:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0,5 a_w} \quad \text{jedoch } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (8.51)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0,5 a_f} \quad \text{jedoch } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (8.52)$$

Dabei ist

$$a_w = (A - 2bt)/A \quad \text{jedoch } a_w \leq 0,5 \quad \text{für Hohlquerschnitte;}$$

$$a_w = (A - 2bt_f)/A \quad \text{jedoch } a_w \leq 0,5 \quad \text{für geschweißte Kastenquerschnitte;}$$

$$a_f = (A - 2ht)/A \quad \text{jedoch } a_f \leq 0,5 \quad \text{für Hohlquerschnitte;}$$

$$a_f = (A - 2ht_w)/A \quad \text{jedoch } a_f \leq 0,5 \quad \text{für geschweißte Kastenquerschnitte.}$$

(7) Für Querschnitte, bei denen die Löcher für Verbindungsmitte vernachlässigt werden dürfen, darf die Näherung in Gleichung (8.53) für runde Hohlquerschnitte von gleichförmiger Dicke verwendet werden:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - n^{1,7}) \quad (8.53)$$

(8) Für Querschnitte, bei denen die Löcher für Verbindungsmitte vernachlässigt werden dürfen, darf die Näherung in Gleichung (8.54) und (8.55) für elliptische Hohlquerschnitte von gleichförmiger Dicke verwendet werden:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n^{1,7}) \quad (8.54)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}(1 - n^{1,7})^{1,18} \quad (8.55)$$

(9) Bei zweiachsiger Biegung mit Normalkraft sollte das Kriterium (8.56) erfüllt werden:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^{\alpha_y} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{\alpha_z} \leq 1 \quad (8.56)$$

dabei dürfen α_y und α_z angenommen werden als:

— für I- oder H-Querschnitte:

$$\alpha_y = 2 ; \alpha_z = 5 \text{ } n \text{ jedoch } \alpha_z \geq 1$$

— für rechteckige Hohlquerschnitte:

$$\alpha_y = \alpha_z = \frac{1,66}{1 - 1,13 n^2} \quad \text{für } n \leq 0,8$$

$$\alpha_y = \alpha_z = 6 \quad \text{für } n > 0,8$$

— für runde Hohlquerschnitte:

$$\alpha_y = 2; \alpha_z = 2$$

— für elliptische Hohlquerschnitte:

$$\alpha_y = 2; \alpha_z = 1,7$$

Dabei ist

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}.$$

α_y und α_z dürfen auf der sicheren Seite mit 1,0 angenommen werden.

8.2.9.2 Querschnitte der Klasse 3

(1)P Liegt keine Querkraft vor, muss die größte einwirkende Normalspannung $\sigma_{x,Ed}$ für Querschnitte der Klasse 3 das Kriterium (8.57) erfüllen:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.57)$$

Dabei ist

$\sigma_{x,Ed}$ der Bemessungswert der einwirkenden Normalspannung aus Biegung und Normalkraft gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Schraubenlöchern, siehe 8.2.3, 8.2.4 und 8.2.5.

(2) Bei doppelt-symmetrischen I- und H-Querschnitten der Klasse 3, Hohlquerschnitten und doppelt-symmetrischen geschweißten Kastenquerschnitten, bei denen die Löcher für Verbindungsmitte vernachlässigt werden dürfen, darf die elastisch-plastische Biegemomentkapazität berücksichtigt werden. In diesem Fall sollten die Regeln nach Anhang B angewendet werden.

8.2.9.3 Querschnitte der Klasse 4

(1)P Liegt keine Querkraft vor, muss die größte einwirkende Normalspannung $\sigma_{x,Ed}$ für Querschnitte der Klasse 4 das Kriterium (8.58) erfüllen:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.58)$$

Dabei wird $\sigma_{x,Ed}$ der Bemessungswert der einwirkenden Normalspannung aus Biegemoment und Normalkraft, unter Verwendung der wirksamen Querschnittswerte (siehe 8.2.2.5) bestimmt, gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Schraubenlöchern, siehe 8.2.3, 8.2.4 und 8.2.5.

(2) Alternativ darf das vereinfachte Kriterium (8.59) angewendet werden:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_y}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_z}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.59)$$

Dabei ist

- N_{Rd} der Bemessungswert der Normalkraftragfähigkeit, der mit der wirksamen Querschnittsfläche berechnet wird, bei Beanspruchung durch ausschließlich gleichförmigen Druck, siehe 8.2.2.6(1);
- $M_{y,Rd}$ und $M_{z,Rd}$ die Bemessungswerte der Biegetragfähigkeit berechnet mit dem wirksamen Widerstandsmoment eines ausschließlich auf Biegung um die starke bzw. schwache Achse beanspruchten Querschnitts, siehe 8.2.2.6(1);
- ΔM_y und ΔM_z die zusätzlichen Biegemomente um die starke Achse bzw. um die schwache Achse aufgrund der Verschiebung der Hauptachse eines unter reinem Druck beanspruchten Querschnitts, siehe 8.2.2.5(3).

ANMERKUNG Die Vorzeichen von N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ und ΔM_i sind vom Zusammenwirken der maßgebenden einwirkenden Schnittgrößen abhängig.

8.2.10 Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Normalkraft

(1) Wenn Biegemoment, Querkraft und Normalkraft vorliegen, sollte der Einfluss sowohl der Querkraft als auch der Normalkraft auf die Biegemomentbeanspruchbarkeit des Querschnitts berücksichtigt werden.

(2) Der Einfluss der Querkraft V_{Ed} auf die Beanspruchbarkeiten für Biegebeanspruchung und Normalkraft nach 8.2.9 darf vernachlässigt werden, wenn die Bedingung (8.35) erfüllt wird, es sei denn, das Schubbeulen mindert die Querschnittstragfähigkeit ab, siehe EN 1993-1-5.

(3) In allen anderen Fällen sollte der abgeminderte Bemessungswert der Biegemomentbeanspruchbarkeit des Querschnitts gegen die Kombination aus Biegemoment, Querkraft und Normalkraft unter Anwendung einer abgeminderten Streckgrenze $f_{y,red}$ nach Gleichung (8.60) für die querkraftbeanspruchte Querschnittsfläche bestimmt werden, wenn die kombinierte Beanspruchbarkeit für Biegemoment und Normalkraft bestimmt wird:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) f_y \quad (8.60)$$

Dabei ist

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (8.61)$$

$V_{c,Rd}$ angenommen als $V_{pl,Rd}$ ermittelt nach 8.2.6(2).

Für runde und elliptische Hohlquerschnitte von gleichförmiger Dicke sollte der Bemessungswert der Querschnittstragfähigkeit für gemeinsam einwirkende Biegemomente und Normalkräfte bestimmt werden, indem eine abgeminderte Streckgrenze $f_{y,red}$ nach Gleichung (8.60) für die vollständige Querschnittsfläche angewendet wird.

(4) Anstelle der Abminderung der Streckgrenze darf auch eine Abminderung der Blechdicke der maßgebenden Querschnittsteile vorgenommen werden.

(5) Wenn Torsion vorliegt, sollte $V_{c,Rd}$ als $V_{pl,T,Rd}$, nach 8.2.7 ermittelt, angenommen werden.

8.2.11 Beanspruchbarkeit bei Querbelastung

(1) Die Beanspruchbarkeit eines nicht ausgesteiften Stegbleches bei einer Querbelastung $F_{z,Ed}$ sollte mit den Regelungen in EN 1993-1-5 nachgewiesen werden.

(2) Als vereinfachter Ansatz für ein Bauteil in einem Gebäude mit Querbelastung an nur einem Flansch darf, vorausgesetzt, dass Bedingung (8.62) und Kriterium (8.63) erfüllt sind:

$$F_{z,Ed} \leq 534 \varepsilon^2 \frac{t_w^3}{d_w \gamma_{M0}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.62)$$

$$M_{Ed} \leq M_{el,y,Rd} \quad (8.63)$$

die Beanspruchbarkeit eines nicht ausgesteiften Stegbleches bei einer Querbelastung $F_{z,Ed}$ mit dem Kriterium (8.64) nachgewiesen werden:

$$\frac{F_{z,Ed}}{k_w F_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.64)$$

Dabei ist/sind

$$k_w = 1,0 \quad \text{für } |\sigma_{com,Ed}| \leq 0,7 \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{oder } F_{z,Ed} \text{ am zugbeanspruchten Flansch aufgebracht}$$

$$k_w = 1,7 - \frac{|\sigma_{com,Ed}|}{\frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \quad \text{wenn } V_{Ed} \leq F_{z,Rd} \quad F_{z,Ed} \text{ am druckbeanspruchten Flansch aufgebracht}$$

$$k_w = 3,33 \cdot \left(1 - \frac{|\sigma_{com,Ed}|}{\frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right) \quad \text{wenn } V_{Ed} > F_{z,Rd} \quad F_{z,Ed} \text{ am druckbeanspruchten Flansch aufgebracht}$$

$\sigma_{com,Ed}$ Bemessungswert der Längsdruckspannung σ_x im Steg am Ende der Ausrundungen oder Nahtübergänge direkt unter der Querbelastung $F_{z,Ed}$;

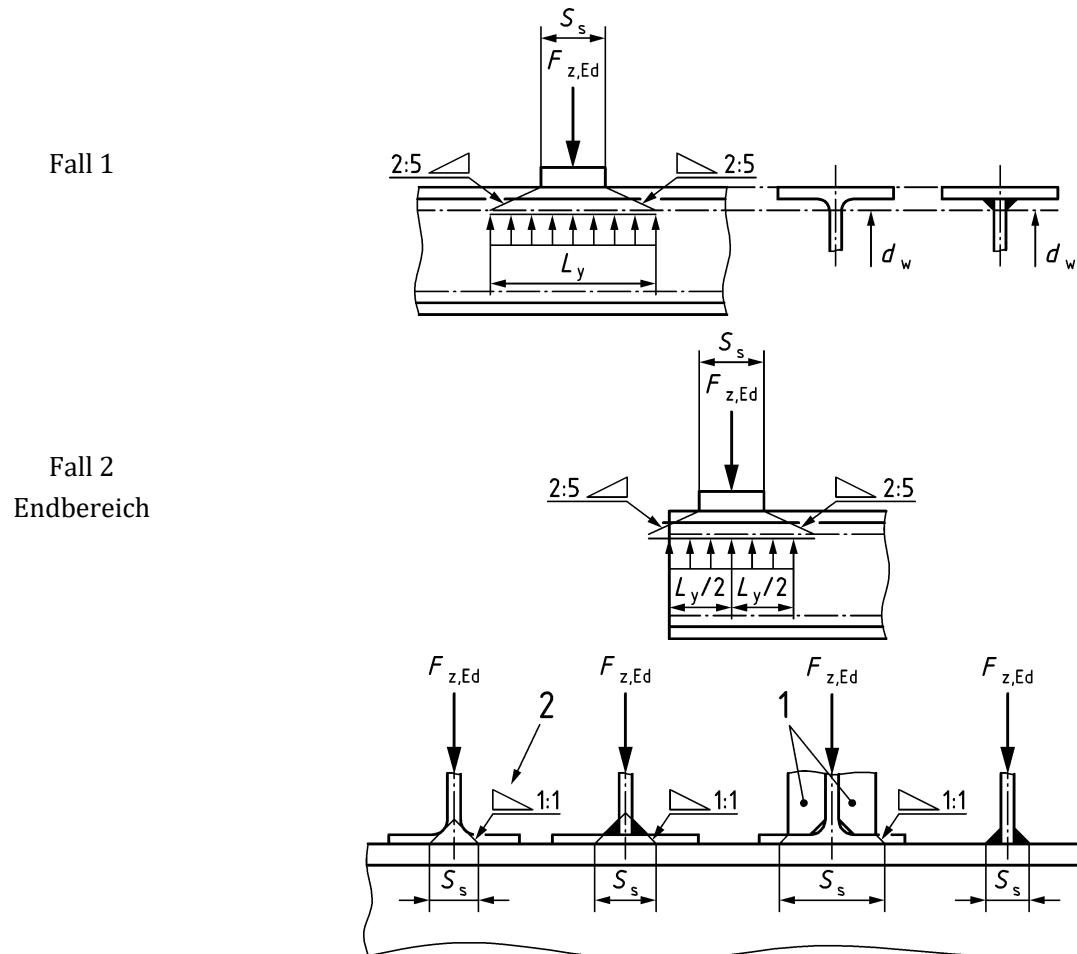
d_w Stegdicke zwischen den Ausrundungen oder Nahtübergängen, siehe Bild 8.4;

$F_{z,Rd}$ Bemessungswert der Beanspruchbarkeit eines nicht ausgesteiften Stegbleches bei Querbelastung:

$$F_{z,Rd} = \frac{L_y t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.65)$$

L_y Wirksame Lastausbreitungslänge unter Berücksichtigung des Stegebulens bei Querlasten, berechnet abhängig von der Länge der starren Lasteinleitung s_s , siehe Bild 8.4

V_{Ed}, M_{Ed} Bemessungswert der Querkraft und des Biegemomentes in dem Abschnitt, wo die Querbelastung $F_{z,Ed}$ eingeleitet wird.



Legende

- 1 Quersteifen
- 2 Neigung zur Berechnung von L_y

Bild 8.4 — Definition der Längen L_y , d_w und s_s

(3) Bei Vorhandensein einer Längszugspannung im Flansch unter einer Querdruckkraft sollte Bedingung (8.1) erfüllt sein, mit:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{L_y t_w} \quad (8.66)$$

8.3 Stabilitätsnachweise für Bauteile

8.3.1 Gleichförmige Bauteile mit planmäßig zentrischem Druck

8.3.1.1 Biegeknicken

(1) Der Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments N_{Ed} sollte das Kriterium (8.67) erfüllen:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.67)$$

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft;

$N_{b,Rd}$ der Bemessungswert der Biegeknickbeanspruchbarkeit unter Druckbeanspruchung.

(2) Der Stabilitätsnachweis unter Druckbeanspruchung darf vernachlässigt werden, wenn der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda} \leq 0,2$ oder wenn der Bemessungswert der Druckkraft $N_{Ed} \leq 0,04 N_{cr}$, siehe 8.3.1.2.

(3) Für Bauteile mit unsymmetrischen Querschnitten der Klasse 4 sollte das Zusatzmoment ΔM_{Ed} infolge der Verschiebung der Hauptachse des wirksamen Querschnitts, siehe 8.2.2.5(3), berücksichtigt werden. Der Nachweis sollte 8.3.3 oder 8.3.4 entsprechen.

(4) Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit auf Biegeknicken unter Druckbeanspruchung $N_{b,Rd}$ sollte angesetzt werden als:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi N_{Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (8.68)$$

Dabei ist

χ der Abminderungsfaktor für das Biegeknicken, der als eine Funktion des bezogenen Schlankheitsgrads $\bar{\lambda}$ des druckbeanspruchten Bauteils für den zutreffenden Knickfall bestimmt werden sollte. Siehe 8.3.1.3 für Biegeknicken und 8.3.1.4 für Drillknicken oder Biegendrillknicken.

N_{Rk} der charakteristische Wert der Normalkrafttragfähigkeit, siehe 8.2.2.6.

(5) Für den Stabilitätsnachweis für Bauteile mit veränderlichem Querschnitt über die Bauteillänge oder mit ungleichmäßiger Druckbelastung darf eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung nach 7.2.2 erfolgen.

ANMERKUNG Für Biegeknicken aus der Ebene siehe 8.3.4.

(6) Bei der Berechnung von A und A_{eff} dürfen Löcher für Verbindungsmitte an den Stützenenden vernachlässigt werden.

8.3.1.2 Schlankheitsgrad von druckbeanspruchten Bauteilen

(1) Der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ sollte Gleichung (8.69) entnommen werden:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr}}} \quad (8.69)$$

Dabei ist

N_{cr} die ideale Verzweigungslast für den maßgebenden Knickfall gerechnet mit den Abmessungen des Bruttoquerschnitts:

$N_{cr} = N_{cr,y}$ für die ideale Verzweigungslast für Biegeknicken um die y-y-Achse; führt zu $\bar{\lambda}_y$;

$N_{cr} = N_{cr,z}$ für die ideale Verzweigungslast für Biegeknicken um die z-z-Achse; führt zu $\bar{\lambda}_z$;

$N_{cr} = N_{cr,T}$ für Drillknicken; führt zu $\bar{\lambda}_T$;

$N_{cr} = N_{cr,TF}$ für elastisches Drillknicken oder Biegendrillknicken; führt zu $\bar{\lambda}_{TF}$.

ANMERKUNG Die Gleichungen für die idealen Verzweigungslasten können dem Technischen Bericht CEN/TR 1993-1-103 entnommen werden.

(2) Alternativ darf der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ für das Biegeknicken angenommen werden als:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{für Querschnitte der Klasse 1, 2 und 3}; \quad (8.70)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad \text{für Querschnitte der Klasse 4}; \quad (8.71)$$

Dabei ist

L_{cr} die Knicklänge in der betrachteten Knickebene;

i der Trägheitsradius für die maßgebende Knickebene, der unter Verwendung der Abmessungen des Bruttoquerschnitts ermittelt wird;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon. \quad (8.72)$$

Dabei ist

ε der Materialparameter nach 5.2.5(2).

8.3.1.3 Abminderungsfaktor für das Biegeknicken

(1) Für das Biegeknicken von druckbeanspruchten Bauteilen, sollte der Wert des Abminderungsfaktors für das Knicken χ für den geeigneten bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ anhand der zutreffenden Knicklinie nach Gleichung (8.73) bestimmt werden:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{aber } \chi \leq 1,0 \quad (8.73)$$

Dabei ist

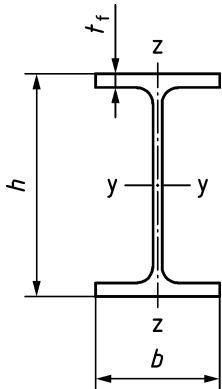
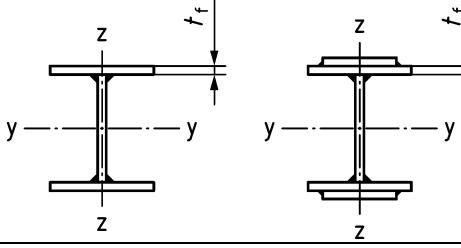
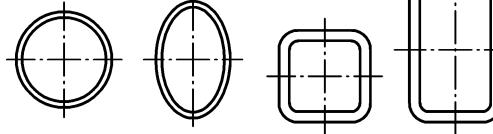
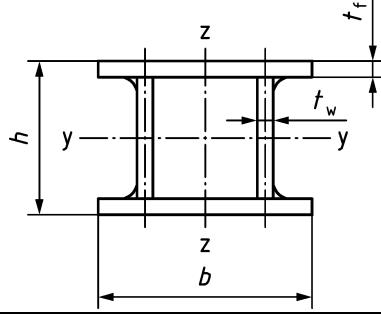
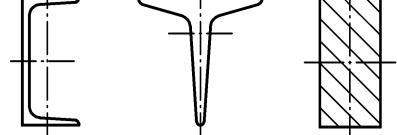
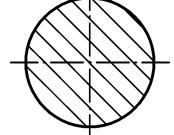
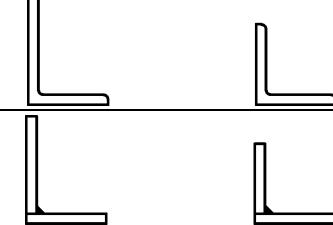
$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (8.74)$$

(2) Der Imperfektionsbeiwert α sollte der zutreffenden Knicklinie, siehe Tabelle 8.3, entsprechend, anhand von Tabelle 8.2 ermittelt werden.

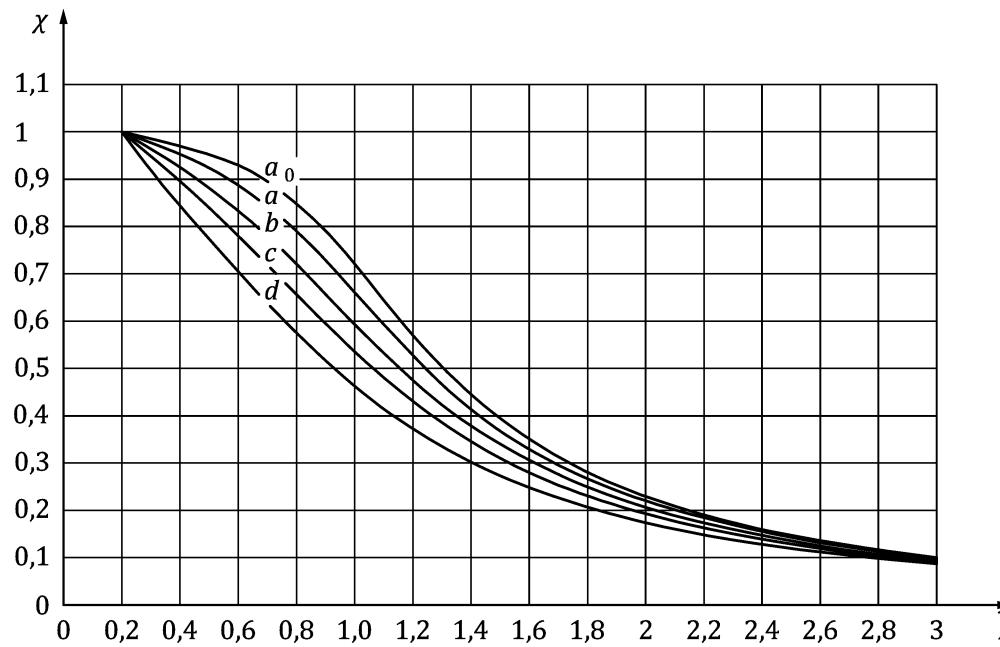
Tabelle 8.2 — Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien

Biegendrillknicklinien	a_0	a	b	c	d
Imperfektionsbeiwert α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabelle 8.3 — Auswahl der Knicklinie für das Biegeknicken

Querschnitt		Grenzen	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knicklinie	
				S235	S460 bis zu S700 ein- schließlich S420
Gewalzte Querschnitte		$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $h/b > 1,2$	y-y z-z	a b	a_0 a
			y-y z-z	b c	a b
		$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $h/b \leq 1,2$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a b
			y-y z-z	d d	c c
geschweißtes I-Profil		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c
			y-y z-z	c d	c d
Hohlquerschnitte		warmgefertigt	jegliche	a	a_0
		kaltgeformt	jegliche	c	c
Geschweißte Kastenquerschnitte		im Allgemeinen (ausgenommen wie nachstehend)	jegliche	b	b
		dicke Schweißnähte: $a > 0,5t_f$ und $b/t_f < 30$, und $h/t_w < 30$	jegliche	c	c
U-, T- und Vollquerschnitte					jegliche
L-Querschnitte			Gewalzte Querschnitte	jegliche	b
			Geschweißte Querschnitte $t \leq 40 \text{ mm}$	jegliche	c

(3) Die Werte des Abminderungsfaktors χ dürfen für den zutreffenden bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ nach Bild 8.5 ermittelt werden.

**Legende**

$\bar{\lambda}$ bezogener Schlankheitsgrad

χ Abminderungsfaktor

Bild 8.5 — Knicklinien**8.3.1.4 Abminderungsfaktoren für Drillknicken und Biegendrillknicken**

(1) Bei Bauteilen mit offenen Querschnitten darf der Widerstand des Bauteils gegen Drillknicken oder Biegendrillknicken kleiner sein als sein Widerstand gegen Biegeknicken.

ANMERKUNG Das trifft auf Bauteile mit doppelt-symmetrischen Querschnitten mit Zwischenstützung zu, sowie für kreuzförmige und unsymmetrische Querschnitte, z. B. U-, L-, T-, und I- oder H-Querschnitte mit Einzelsymmetrie.

(2) Für symmetrische oder unsymmetrische Querschnitte darf der Abminderungsfaktor für Drillknicken, χ_T , oder für Biegendrillknicken, χ_{TF} , bestimmt werden, indem die Knickgleichungen und Knicklinien nach Gleichung (8.73) und Bild 8.5 verwendet werden, mit den Knickkoeffizienten für z-z nach Tabelle 8.3. Der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_T$ oder $\bar{\lambda}_{TF}$ nach 8.3.1.2 sollte für $\bar{\lambda}$ verwendet werden.

(3) Für druckbeanspruchte Bauteile mit doppelt-symmetrischen I- und H-Querschnitten mit kontinuierlichen oder diskreten seitlichen Zwischenstützungen, die durch Drillknicken oder Biegendrillknicken (siehe Bild 8.6) versagen, darf der geeignete Abminderungsfaktor für Biegeknicken χ_{TF} präziser nach Gleichung (8.75) bestimmt werden:

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\Phi_{TF} + \sqrt{\Phi_{TF}^2 - \bar{\lambda}_{TF}^2}} \quad \text{aber } \chi_{TF} \leq 1,0 \quad (8.75)$$

Dabei ist

$$\Phi_{TF} = 0,5 \left[1 + \left(\frac{\bar{\lambda}_{TF}}{\bar{\lambda}_z} \right)^2 \cdot \alpha_{TF} (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_{TF}^2 \right]. \quad (8.76)$$

ANMERKUNG 1 Für den bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{TF}$ und $\bar{\lambda}_z$, siehe (5).

ANMERKUNG 2 Für den Imperfektionsbeiwert α_{TF} , siehe (6).

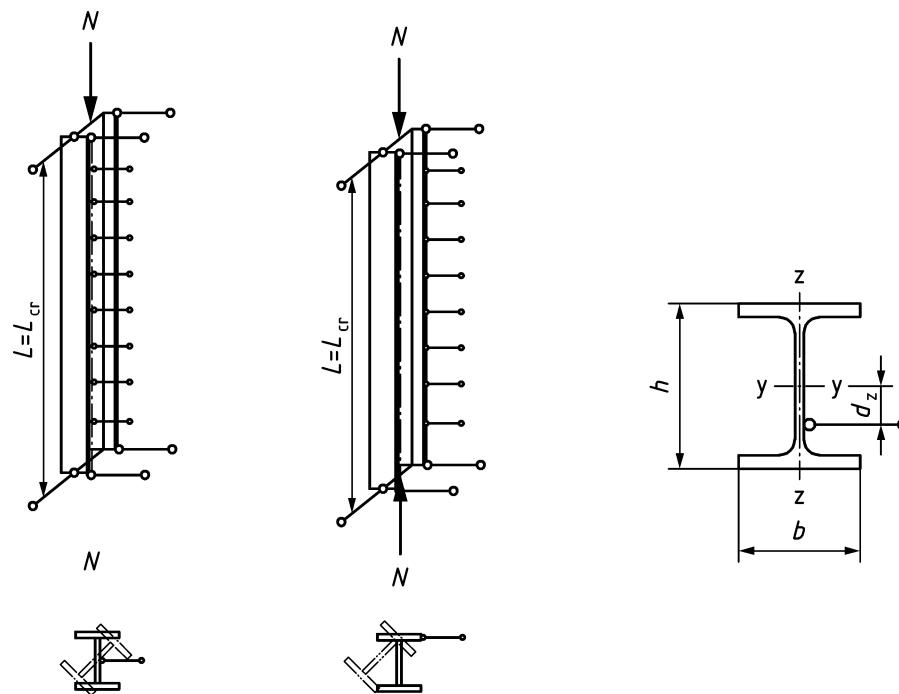


Bild 8.6 — Biegendrillknicken von seitlich ausgesteiften doppelt-symmetrischen Querschnitten — Geometrische Festlegung

(4) Für einen Drillknickfall sollte der Abminderungsfaktor für Biegeknicken χ_T verwendet werden; er sollte nach (8.75) unter Verwendung des bezogenen Schlankheitsgrads $\bar{\lambda}_T$ und des Parameters ϕ_T anstatt von $\bar{\lambda}_{TF}$ und ϕ_{TF} bestimmt werden.

(5) Die bezogenen Schlankheitsgrade $\bar{\lambda}_{TF}$ und $\bar{\lambda}_z$ nach Gleichung (8.75) sollten nach 8.3.1.2 bestimmt werden, unter Verwendung der Knicklänge L_{cr} um die schwache Achse (z-z) des nicht gestützten Flansches, um den bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_z$ zu bestimmen.

(6) Der Imperfektionsbeiwert α_{TF} in Gleichung (8.76) sollte nach Gleichung (8.77) bestimmt werden:

$$\alpha_{TF} = \alpha \sqrt{\frac{A f_y (i_p^2 + d_z^2)}{6,25 G I_T}} \quad \text{jedoch } \alpha_{TF} \leq \alpha \quad (8.77)$$

Dabei ist

α der Imperfektionsbeiwert nach Tabelle 8.3, für Biegeknicken um die z-z-Achse;

i_p der polare Trägheitsradius, so dass:

$$i_p^2 = \frac{I_y + I_z}{A}$$

d_z der Abstand der seitlichen Zwischenabstützpunkte vom Schubmittelpunkt ist, siehe Bild 8.6.

(7) Wenn einzelne/diskrete seitliche Zwischenabstützpunkte vorhanden sind, sollte ein Stabilitätsnachweis für Biegeknicken um die schwache Achse zwischen den Zwischenabstützpunkten durchgeführt werden.

8.3.2 Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse

8.3.2.1 Biegeknicken

(1) Für einen seitlich nicht durchgehend am Druckgurt gehaltenen Träger, der auf Biegung um die Hauptachse beansprucht wird, sollte ein Nachweis gegen Biegedrillknickversagen erbracht werden. Der Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments M_{Ed} sollte das Kriterium (8.78) erfüllen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.78)$$

Dabei ist

M_{Ed} der Bemessungswert des einwirkenden Biegemomentes;

$M_{b,Rd}$ der Bemessungswert der Biegeknicktragfähigkeit.

(2) Der Biegedrillknicknachweis darf bei Hohlquerschnitten und geschweißten Kastenquerschnitten oder bei gegen Biegedrillknickversagen unempfindlichen Trägern, bei denen der gedrückte Flansch ausreichend gegen seitliches Ausweichen gehalten ist, vernachlässigt werden.

(3) Bedingungen für die Steifigkeit von Abstützungen von Trägern des Hochbaus dürfen Anhang D entnommen werden.

(4) Der Bemessungswert der Biegeknickbeanspruchbarkeit $M_{b,Rd}$ eines seitlich nicht gehaltenen Trägers sollten nach Gleichung (8.79) ermittelt werden:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (8.79)$$

Dabei ist

χ_{LT} ist der Abminderungsfaktor für das Biegedrillknicken, der als eine Funktion des bezogenen Schlankheitsgrads $\bar{\lambda}_{LT}$ des Bauteils bestimmt werden sollte, siehe 8.3.2.3;

M_{Rk} der charakteristische Wert der Momententragsfähigkeit, siehe 8.2.2.6.

(5) Für die Ermittlung des Bemessungswertes der Biegedrillknickbeanspruchbarkeit von Trägern mit veränderlichem Querschnitt darf eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung nach 7.2.2 durchgeführt werden.

ANMERKUNG Bei Knicken aus der Ebene siehe auch 8.3.4.

(6) Bei der Bestimmung von M_{Rk} dürfen Löcher für Verbindungsmitte am Trägerende vernachlässigt werden.

8.3.2.2 Schlankheitsgrad für Biegedrillknicklinien

(1) Der bezogene Schlankheitsgrad für das Biegedrillknicken $\bar{\lambda}_{LT}$ sollte Gleichung (8.80) entnommen werden:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (8.80)$$

Dabei ist

M_{cr} das ideale Biegedrillknickmoment.

(2) M_{cr} sollte auf den Abmessungen des Bruttoquerschnitts basieren und berücksichtigt den Belastungszustand, die tatsächliche Momentenverteilung und die seitlichen Lagerungen.

ANMERKUNG Die Gleichungen für die idealen Verzweigungsmomente können dem Technischen Bericht CEN/TR 1993-1-103 entnommen werden.

8.3.2.3 Abminderungsfaktoren χ_{LT} für das Biegedrillknicken

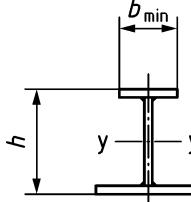
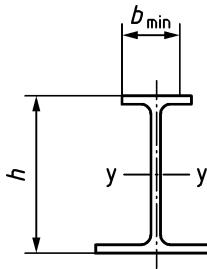
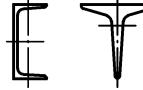
(1) Der Biegedrillknicknachweis darf bei bezogenen Schlankheitsgraden $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ oder für Biegemomente $M_{Ed} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2 M_{cr}$ entfallen.

ANMERKUNG 1 Der National Anhang kann den Anwendungsbereich bezüglich der Trägerhöhe und dem h/b -Verhältnis festlegen.

ANMERKUNG 2 $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ wenn für die Berechnung von M_{cr} zwischen seitlichen Abstützpunkten von einer Gabellagerung ausgegangen wird, sofern der Nationale Anhang keinen anderen Wert festlegt.

(2) In allgemeinen Fällen von prismatischen Bauteilen mit beliebigen Randbedingungen darf der Abminderungsfaktor χ_{LT} mit den Knickgleichungen und Knicklinien in Gleichung (8.73) und Bild 8.5 ermittelt werden. Der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ sollte durch den bezogenen Schlankheitsgrad für Biegedrillknicken $\bar{\lambda}_{LT}$ ersetzt werden, und die Knicklinien nach Tabelle 8.4 sollten angewendet werden.

Tabelle 8.4 — Auswahl der Knicklinien für allgemeine Fälle

Querschnitt		Begrenzungen	Knicklinie
Geschweißte I-Querschnitte ^a		$h/b_{min} \leq 2,0$	c
		$h/b_{min} > 2,0$	d
Gewalzte I-Querschnitte ^a		$h/b_{min} \leq 2,0$	a
		$h/b_{min} > 2,0$	b
Andere Querschnitte (z. B. C-, U-, T-Querschnitte)		-	d
ANMERKUNG Die Wahl der Knicklinie hat auf der Grundlage der kleineren Flanschbreite b_{min} zu erfolgen unabhängig davon, ob es sich um den Zug- oder Druckflansch handelt.			
^a Dies darf auch für doppelt-symmetrische Querschnitte mit $b_{min} = b$ angewendet werden.			

(3) Für gabelgelagerte Bauteile mit doppelt-symmetrischen I- und H-Querschnitten darf der Abminderungsfaktor χ_{LT} wie folgt berechnet werden:

$$\chi_{LT} = \frac{f_M}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - f_M \lambda_{LT}^2}} \quad \text{jedoch } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (8.81)$$

Dabei ist

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + f_M \left(\left(\frac{\bar{\lambda}_{LT}}{\bar{\lambda}_z} \right)^2 \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) \right] \quad (8.82)$$

α_{LT} der Imperfektionsbeiwert nach Tabelle 8.5

$\bar{\lambda}_{LT}$ der bezogene Schlankheitsgrad für Biegedrillknicken nach 8.3.2.2;

$\bar{\lambda}_z$ der zugehörige bezogene Schlankheitsgrad für Biegeknicken um die schwache Achse nach 8.3.1.2, mit der Knicklänge $L_{cr,z}$ die den Abstand zwischen den diskreten seitlichen Lagerungen beschreibt;

f_M der Faktor, der den Einfluss der Biegemomentenverteilung zwischen den diskreten seitlichen Lagerungen berücksichtigt. Für Fälle, die nicht durch die Diagramme in Tabelle 8.6 beschrieben werden, darf auf der konservativen Seite 1,0 angesetzt werden.

Tabelle 8.5 — Imperfektionsbeiwert α_{LT} für das Biegedrillknicken von doppelt-symmetrischen I- und H-Querschnitten

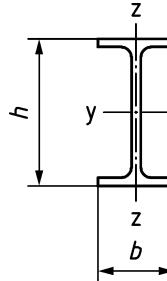
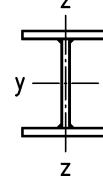
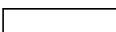
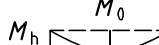
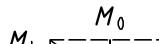
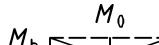
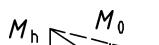
Querschnitt		Grenzen		α_{LT}
Gewalzte I-Querschnitte		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$h/b > 1,2$	$0,12 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \text{ jedoch: } \alpha_{LT} \leq 0,34$
			$t_f > 40 \text{ mm}$	$0,16 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \text{ jedoch: } \alpha_{LT} \leq 0,49$
		$h/b \leq 1,2$	-	$0,16 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \text{ jedoch: } \alpha_{LT} \leq 0,49$
Geschweißte I-Querschnitte		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		$0,21 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \text{ jedoch: } \alpha_{LT} \leq 0,64$
		$t_f > 40 \text{ mm}$		$0,25 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \text{ jedoch: } \alpha_{LT} \leq 0,76$

Tabelle 8.6 — Faktoren f_M und k_c

Momentenverteilung	Faktor f_M	Faktor k_c
$M = \text{konstant}$ 	1,00	1,00
M  $-1 \leq \psi \leq +1$	$1,25 - 0,1 \psi - 0,15 \psi^2$	$\frac{1}{1,33 - 0,33 \psi}$
	1,05	0,94
M_h  M_h 	Für $0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 2,0$: $1,0 + 1,35 \frac{M_0}{M_h} - 0,33 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^3$ Für $\frac{M_0}{M_h} \geq 2$: 1,05	$\frac{M_0}{M_h} < 1,0$: 1,00 $\frac{M_0}{M_h} \geq 1,0$: 0,90
M_h  	Für $0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 1,47$: $1,25 + 0,5 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^2 - 0,275 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^4$ Für $\frac{M_0}{M_h} \geq 1,47$: 1,05	$\frac{M_0}{M_h} < 0,5$: 0,75 $\frac{M_0}{M_h} \geq 0,5$: 0,91
	1,10	0,86
M_h  M_h 	Für $0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 2,0$: $1,0 + 1,25 \frac{M_0}{M_h} - 0,30 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^3$ Für $\frac{M_0}{M_h} \geq 2,0$: 1,10	$\frac{M_0}{M_h} < 1,0$: 1,00 $\frac{M_0}{M_h} \geq 1,0$: 0,77
M_h  	Für $0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 1,5$: $1,25 + 0,325 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^2 - 0,175 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^4$ Für $\frac{M_0}{M_h} \geq 1,50$: 1,10	$\frac{M_0}{M_h} < 0,5$: 0,75 $\frac{M_0}{M_h} \geq 0,5$: 0,82
M_0 darf durch die Subtraktion des Mittelwertes der beiden (Stütz-)Momente an den Bauteilenden von dem (Feld-)Moment in Bauteilmittelpunkt berechnet werden.		

8.3.2.4 Vereinfachtes Bemessungsverfahren für das Biegendrillknicken durch das äquivalente Biegeknicken des Druckgurtes

(1) Als vereinfachtes Verfahren für den Biegendrillknicknachweis nach 8.3.2.1(1) für Bauteile mit oder ohne seitliche Lagerungen sollte der Bemessungswert des Biegemoments M_{Ed} das Kriterium (8.83) erfüllen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.83)$$

Dabei ist

M_{Ed} das einwirkende Bemessungsmoment;

$M_{b,Rd}$ der Bemessungswert der Biegendrillknickbeanspruchbarkeit.

ANMERKUNG Das Verfahren geht von Gabellagerungen an den Bauteilenden aus.

(2) Der Bemessungswert der Biegedrillknickbeanspruchbarkeit $M_{b,Rd}$ sollte nach Gleichung (8.84), basierend auf dem Biegeknickwiderstand des äquivalenten druckbeanspruchten Flansches berechnet werden:

$$M_{b,Rd} = \chi_{c,z} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (8.84)$$

Dabei ist

- $\chi_{c,z}$ der Abminderungsfaktor für das Biegeknicken des äquivalenten druckbeanspruchten Flansches um die schwache Achse des Querschnitts berechnet mit $\bar{\lambda}_{c,z,mod}$, siehe (3);
- W_y $W_{pl,y}$ für Klasse 1 und 2 und $W_{el,y}$ mit $\max |z|$ für Klasse 3.

(3) Der Abminderungsfaktor für das Biegeknicken $\chi_{c,z}$ sollte mit den Knickgleichungen und Knicklinien nach Gleichung (8.73) und Bild 8.5 bestimmt werden. Anstelle des bezogenen Schlankheitsgrads $\bar{\lambda}$ sollte der bezogene Schlankheitsgrad des äquivalenten druckbeanspruchten Flansches $\bar{\lambda}_{c,z,mod}$ verwendet werden. Für das Verfahren in (2) sollten die folgenden Knicklinien verwendet werden:

- Knickspannungslinie c für gewalzte Querschnitte;
- Knickspannungslinie d für geschweißte Querschnitte.

(4) Der bezogene Schlankheitsgrad des äquivalenten druckbeanspruchten Flansches sollte wie folgt berechnet werden:

$$\bar{\lambda}_{c,z} = \sqrt{\frac{A_c f_y}{N_{cr,c,z}}} \quad (8.85)$$

Dabei ist

$$A_c = \begin{cases} A_f + \frac{1}{2} \cdot A_w & \text{Belastung am druckbeanspruchten Flansch} \\ A_f + \frac{1}{6} \cdot A_w & \text{Belastung im Schubmittelpunkt} \\ A_f & \text{Belastung am zugbeanspruchten Flansch} \end{cases}$$

Für andere Belastungen als Querlasten sollte die Fläche des äquivalenten druckbeanspruchten Flansches wie folgt berechnet werden: $A_c = A_f + \frac{1}{6} \cdot A_w$.

- A_f die Fläche des druckbeanspruchten Flansches: $A_f = b t_f$;
- A_w die komplette Stegfläche: $A_w = h_w t_w$;
- $N_{cr,c,z}$ die kritische Normalkraft nach der Elastizitätstheorie des äquivalenten druckbeanspruchten Flansches für Knicken um die schwache Achse des Querschnitts, berechnet mit dem Flächenträgheitsmoment des druckbeanspruchten Flansches für Knicken um die schwache Achse des Querschnitts und der Länge zwischen den Lagerungen.

(5) Der modifizierte bezogene Schlankheitsgrad des äquivalenten druckbeanspruchten Flansches sollte wie folgt berechnet werden:

$$\bar{\lambda}_{c,z,mod} = k_c \cdot \beta_c \cdot \bar{\lambda}_{c,z} \quad (8.86)$$

Dabei ist

$$\beta_c = \sqrt{\frac{0,06 \frac{h}{t_{f,max}}}{\bar{\lambda}_{c,z} + \frac{t_{f,max}}{t_{f,min}}}} \quad \text{jedoch} \quad \beta_c \leq 2 \quad (8.87)$$

k_c der Korrekturbeiwert an dem Schlankheitsgrad abhängig von der Momentenverteilung zwischen den seitlich gehaltenen Punkten, siehe Tabelle 8.6;

$t_{f,max}$ die maximale Dicke des oberen und unteren Flansches des Querschnitts;

$t_{f,min}$ die minimale Dicke des oberen und unteren Flansches des Querschnitts.

(6) Der Nachweis nach (8.83) bis (8.87) sollte für alle druckbeanspruchten Flansche des Bauteils geführt werden.

8.3.3 Auf Biegung und Druck beanspruchte gleichförmige Bauteile

(1) Sofern keine Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit Bauteilvorkrümmungen nach Verfahren M4 in 7.2.2(7) oder Verfahren M5 in 7.2.2(8) durchgeführt wird, sollte der Stabilitätsnachweis von Bauteilen entsprechend den in den folgenden Absätzen angegebenen Regeln geführt werden.

(2) Der Stabilitätsnachweis von auf Biegung und Druck beanspruchten gleichförmigen Bauteilen mit doppelt-symmetrischen Querschnitten, die nicht anfällig für Querschnittsverformungen sind, sollte nach dem in den folgenden Abschnitten beschriebenen Verfahren geführt werden. Für einfach-symmetrische I-, H-Querschnitte und geschweißte Kastenquerschnitte sollten die Regeln nach Anhang C, C.1 angewendet werden.

ANMERKUNG 1 Das Verfahren nach der Technischen Spezifikation CEN/TS 1993-1-101 ist eine Alternative. Die Anwendbarkeit von CEN/TS 1993-1-101 kann durch den Nationalen Anhang festgelegt werden.

ANMERKUNG 2 Falls die Anwendungsbedingungen in (2) nicht erfüllt sind, siehe 8.3.4.

(3) Die Beanspruchbarkeit des Querschnitts an jedem Bauteilende sollte die Anforderungen nach 8.2 erfüllen.

(4) Für Bauteile von Tragwerken darf der Stabilitätsnachweis von dem System isoliert unter Anwendung eines der Verfahren nach 7.2.2 durchgeführt werden.

(5) Durch Biegung und Druck beanspruchte Bauteile sollten die Kriterien (8.88) und (8.89) erfüllen:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (8.88)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (8.89)$$

Dabei ist

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ und $M_{z,Ed}$

der Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft und die Bemessungswerte der einwirkenden maximalen Momente um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse;

N_{Rk} , $M_{y,Rk}$ und $M_{z,Rk}$

der charakteristische Wert der Querschnittsbeanspruchbarkeit bei Druck- und Biegebeanspruchung um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse, siehe Tabelle 8.1;

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$

die Momente aus der Verschiebung der Querschnittssachsen von Klasse-4-Querschnitten nach 8.2.2.5;

χ_y und χ_z

die Abminderungsfaktoren für Biegeknicken nach 8.3.1. Für biegedrillknickgefährdete Bauteile siehe (7);

χ_{LT}

der Abminderungsfaktor für das Biegedrillknicken nach 8.3.2. Für nicht biegedrillknickgefährdete Bauteile: $\chi_{LT} = 1,0$;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} und k_{zz}

die Interaktionsfaktoren, siehe (6).

ANMERKUNG Die Kriterien (8.88) und (8.89) basieren auf dem Modell eines gabelgelagerten Einfeldträgers, mit oder ohne kontinuierliche seitliche Stützung, der durch Druckkräfte, Randmomente und/oder Querbelastungen beansprucht wird.

(6) Die Interaktionsfaktoren k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} und k_{zz} , die für die Bemessung von Bauteilen mit doppelt-symmetrischen Querschnitten in den Kriterien (8.88) und (8.89) verwendet werden, sind in Tabelle 8.7 und Tabelle 8.8 angegeben.

Tabelle 8.7 — Interaktionsfaktoren k_{yy} und k_{yz} für das Kriterium (8.88) – Instabilität begrenzt durch Knicken um die y-y-Achse

Plastische Querschnittswerte der Klasse 1, Klasse 2, Klasse 3 (wobei W_{ep} nach Anhang B)	Elastische Querschnittswerte der Klasse 3 (wobei W_{el}), Klasse 4
Für $\bar{\lambda}_y < 1,0$: $k_{yy} = C_{my}[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) n_y]$	Für $\bar{\lambda}_y < 1,0$: $k_{yy} = C_{my}(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y n_y)$
Für $\bar{\lambda}_y \geq 1,0$: $k_{yy} = C_{my}(1 + 0,8 n_y)$	Für $\bar{\lambda}_y \geq 1,0$: $k_{yy} = C_{my}(1 + 0,6 n_y)$
$k_{yz} = 0,6 k_{zz}$ siehe Tabelle 8.8	$k_{yz} = k_{zz}$ siehe Tabelle 8.8

ANMERKUNG 1 Siehe (9) für n_y .

ANMERKUNG 2 Siehe (10) und Tabelle 8.9 für C_{my} .

Tabelle 8.8 — Interaktionsfaktoren k_{zy} und k_{zz} für das Kriterium (8.89) – Instabilität begrenzt durch Knicken um die z-z-Achse

Querschnitt	Plastische Querschnittswerte der Klasse 1, Klasse 2, Klasse 3 (wobei W_{ep} nach Anhang B)	Elastische Querschnittswerte der Klasse 3 (wobei W_{el}), Klasse 4
k_{zy}	Nicht biegedrillknickgefährdet $k_{zy} = 0,6 k_{yy}$ Siehe Tabelle 8.7.	$k_{zy} = 0,8 k_{yy}$ Siehe Tabelle 8.7.
	Biegedrillknickgefährdet Für $\bar{\lambda}_z < 1,0$: $k_{zy} = 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z n_z}{C_{mLT} - 0,25}$ aber $k_{zy} \leq 0,6 + \bar{\lambda}_z$ für $\bar{\lambda}_z < 0,4$ Für $\bar{\lambda}_z \geq 1,0$: $k_{zy} = 1 - \frac{0,1 n_z}{C_{mLT} - 0,25}$	Für $\bar{\lambda}_z < 1,0$: $k_{zy} = 1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z n_z}{C_{mLT} - 0,25}$ Für $\bar{\lambda}_z \geq 1,0$: $k_{zy} = 1 - \frac{0,05 n_z}{C_{mLT} - 0,25}$
k_{zz}	I-Querschnitte Für $\bar{\lambda}_z < 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} [1 + (2 \bar{\lambda}_z - 0,6) n_z]$ Für $\bar{\lambda}_z \geq 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} (1 + 1,4 n_z)$	Für $\bar{\lambda}_z < 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} (1 + 0,6 \bar{\lambda}_z n_z)$ Für $\bar{\lambda}_z \geq 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} (1 + 0,6 n_z)$
	Rechteckige, runde oder elliptische Hohlprofile Für $\bar{\lambda}_z < 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} [1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) n_z]$ Für $\bar{\lambda}_z \geq 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} [1 + 0,8 n_z]$	
ANMERKUNG 1 Siehe (9) für n_z .		
ANMERKUNG 2 Siehe (10) und Tabelle 8.9 für C_{my} und C_{mLT} .		

(7) Für drillknickgefährdete und biegedrillknickgefährdete Bauteile sollte der vorstehend und nachstehend angegebene Abminderungsfaktor χ_z durch χ_{TF} nach 8.3.1.4(3) ersetzt werden.

(8) Der Interaktionsfaktor k_{zy} in Tabelle 8.8 unterscheidet zwischen biegedrillknickgefährdeten und nicht biegedrillknickgefährdeten Bauteilen. Die folgenden Kriterien dürfen zur Beurteilung dieser Anfälligkeit verwendet werden:

- Tragende Hohlprofile und geschweißte Kastenprofile und offene Querschnitte mit angemessenem Rotationswiderstand (siehe Anhang D) oder mit engmaschigen seitlichen Abstützungen dürfen im Allgemeinen als nicht biegedrillknickgefährdet angesehen werden. Es darf angenommen werden, dass offene Querschnitte nicht biegedrillknickgefährdet sind, wenn der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{LT}$ die Bedingung (8.90) erfüllt:

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,lim} = \bar{\lambda}_{LT,0} \sqrt{1 - \bar{\lambda}_z^2 \chi_z} \quad (8.90)$$

Dabei ist $\bar{\lambda}_{LT,0}$ in 8.3.2.3(1) festgelegt.

- In anderen Fällen dürfen offene Querschnitte (I- und H-Querschnitte) als biegedrillknickgefährdet angesehen werden.

(9) Die in Tabelle 8.7 und Tabelle 8.8 verwendeten Parameter n_y und n_z sollten nach den Gleichungen (8.91) bzw. (8.92) berechnet werden:

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} \quad (8.91)$$

$$n_z = \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \quad (8.92)$$

(10) Die äquivalenten Momentenbeiwerte C_m dürfen mit den Gleichungen in Tabelle 8.9 für gleichmäßig verteilte Lasten und für eine in der Bauteilmitte angreifende Einzellast bestimmt werden. M_s repräsentiert stets das positive Moment in der Bauteilmitte, das nicht das maximale positive Moment in der Spannweite zu sein braucht. Da die Werte in dieser Tabelle für Bauteile hergeleitet wurden, deren Knicklänge der Bauteillänge zwischen den Stützungen entspricht, sollten die Faktoren C_{my} , C_{mz} und C_{mLT} unter Berücksichtigung des Biegemomentenverlaufs zwischen den entsprechenden ausgesteiften Punkten wie folgt ermittelt werden:

Momentenbeiwert	Biegeachse	In der Ebene gehalten
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

ANMERKUNG Bild 8.7 zeigt ein Beispiel für die Bestimmung der äquivalenten Momentenbeiwerte für eine Trägerstütze, beansprucht durch ungleichmäßige Randmomente um beide Achsen und ausgesteift mit unterschiedlichem Abstand in Richtung y und z.

(11) Es kann erforderlich sein, beide Abschnitte zwischen den Bauteilenden und den seitlichen Zwischenstützungen (siehe Bild 8.7) zu überprüfen, in Abhängigkeit von der Abschnittslänge und der Form des Biegeverlaufs.

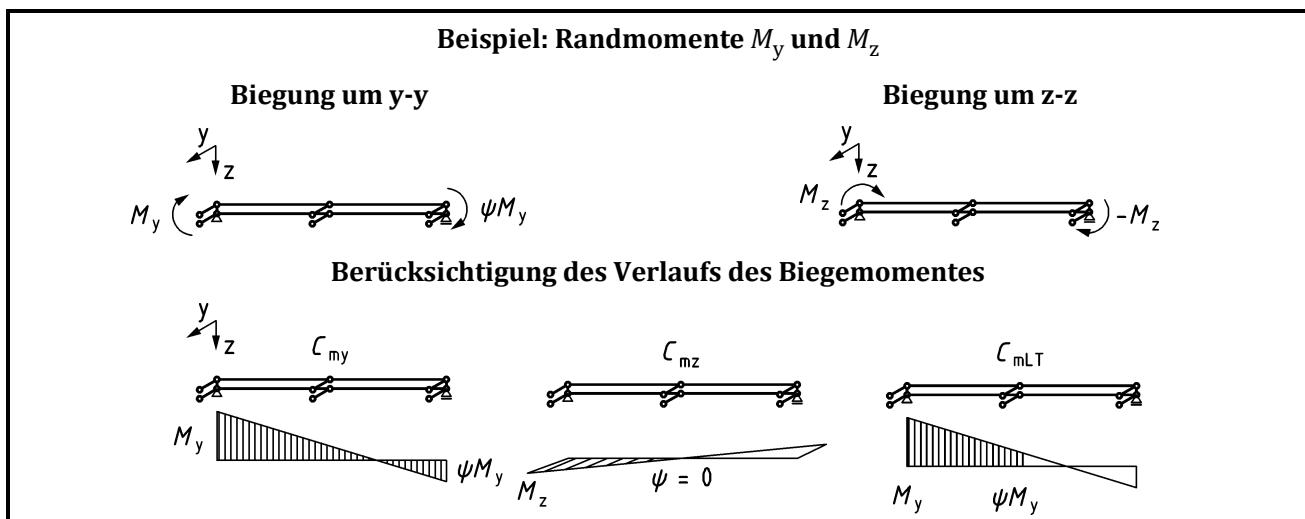


Bild 8.7 — Beispiel, das die geeigneten Biegemomentenverläufe für die Bestimmung der Koeffizienten C_{my} , C_{mz} und C_{mLT} veranschaulicht

Tabelle 8.9 — Äquivalente Momentenbeiwerte C_m

Momentenverlauf	Bereich	C_{my} und C_{mz} und C_{mLT}		
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
Querbelastete Bauteile		Gleichlast	Einzellast	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,2\psi - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$	
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1 + 2\psi)$

(12) Wenn die globale Tragwerksberechnung nach dem Verfahren EM in 7.2.2(9) durchgeführt wird und das Bauteil (z. B. in einem unausgesteiften Tragwerk) in einem Knickfall durch seitliches Ausweichen versagen kann, sollten die Faktoren C_m als $C_{my} = 0,9$ oder $C_{mz} = 0,9$ für einen beliebigen Biegemomentenverlauf angenommen werden.

(13) Das Vorzeichen des negativen Moments M_h und des positiven Moments in der Mitte der Spannweite M_s sollten bei der Berechnung von α_s oder α_h in Tabelle 8.9 berücksichtigt werden. Wobei:

- α_s maßgebend ist, wenn der absolute Wert von M_h größer als M_s ist;
- α_h maßgebend ist, wenn der absolute Wert von M_s größer als M_h ist.

(14) Für Bauteile, die auf Druck und Biegung ausschließlich um die y-y-Achse beansprucht sind, dürfen einige oder sämtliche der folgenden Vereinfachungen berücksichtigt werden:

- die Terme, die k_{zz} und k_{yz} enthalten, werden vernachlässigt;

- der Faktor k_{yy} darf berechnet werden durch: $k_{yy} = C_{my} (1 + 0,8 n_y)$;
- der Faktor k_{zy} darf für biegedrillknickgefährdete Bauteile als gleich 1,0 beträgnd angesehen werden;
- die äquivalenten Momentenbeiwerte C_{my} und C_{mLT} dürfen als gleich 1,0 beträgnd angesehen werden.

8.3.4 Allgemeines Verfahren für Knick- und Biegedrillknicknachweise für Bauteile

(1) Falls die Verfahren nach 8.3.1, 8.3.2 und 8.3.3 nicht zutreffen, darf das folgende Verfahren für Knick- und Biegedrillknicknachweise für Bauteile angewendet werden, wie:

- Bauteile, die in ihrer Hauptebene belastet werden, mit beliebigem einfach-symmetrischen Querschnitt, mehrteilig oder nicht, veränderlicher Bauhöhe und beliebigen Randbedingungen; oder
- vollständige ebene Tragwerke oder Teiltragwerke, die aus solchen Bauteilen bestehen;

die auf Druck und/oder einachsige Biegung in der Hauptebene beansprucht sind, aber zwischen ihren Stützungen keine Fließgelenke enthalten.

ANMERKUNG Die Anwendungsbereiche und -grenzen des Verfahrens nach 8.3.4 können durch den Nationalen Anhang festgelegt werden.

(2) Für den Nachweis der Biegeknicktragfähigkeit aus der Ebene, sollten Bauteile, die (1) entsprechen, das Kriterium (8.93) erfüllen:

$$\frac{1}{\chi_{op}\alpha_{ult,k}/\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (8.93)$$

Dabei ist

- $\alpha_{ult,k}$ der kleinste Vergrößerungsfaktor für die Bemessungswerte der Belastung, mit dem die charakteristische Tragfähigkeit der Bauteile mit Verformungen in der Tragwerksebene erreicht wird, unter Berücksichtigung seines Verhaltens in der Ebene einschließlich Instabilität, d. h. alle Einflüsse aufgrund geometrischer Verformung in der Ebene und Imperfektionen von Bauteilen, global und lokal, soweit zutreffend, jedoch ohne Berücksichtigung des Knickens oder des Biegedrillknickens aus der Ebene.
- χ_{op} der Abminderungsfaktor für den bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{op}$, mit dem Knicken oder Biegedrillknicken aus der Tragwerksebene berücksichtigt wird, siehe (3).

(3) Der gesamte bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{op}$ für das Tragwerk oder Teiltragwerk sollte wie folgt ermittelt werden:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (8.94)$$

Dabei ist

- $\alpha_{ult,k}$ festgelegt nach (2);
- $\alpha_{cr,op}$ der kleinste Vergrößerungsfaktor für die Bemessungswerte der Belastung, mit dem die ideale Verzweigungslast mit Verformungen aus der Haupttragwerksebene erreicht wird; dabei werden keine weiteren Verformungen in der Tragwerksebene berücksichtigt.

(4) Bei der Bestimmung von $\alpha_{cr,op}$ und $\alpha_{ult,k}$ darf die Finite-Elemente-Methode angewendet werden (siehe EN 1993-1-14).

(5) Der Abminderungsfaktor χ_{op} sollte bestimmt werden als der Mindestwert von:

χ für Knicken nach 8.3.1;

χ_{LT} für Biegedrillknicken nach 8.3.2.

Dabei sind beide Werte für den gesamten bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{op}$ zu bestimmen.

ANMERKUNG Dieses Verfahren führt z. B. bei der Bestimmung von $\alpha_{ult,k}$ über den Querschnittsnachweis $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$ zu der Bemessungsgleichung:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{op} N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{op} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (8.95)$$

8.3.5 Biegedrillknicken von Bauteilen mit Fließgelenken in Hochbauten

8.3.5.1 Allgemeines

(1)B Hochbautragwerke dürfen plastisch bemessen werden, wenn Biegedrillknicken des Tragwerks aus seiner Haupttragebene wie folgt verhindert wird:

- a) Einfügen wirksamer seitlicher Stützungen an allen Fließgelenken mit Rotationsanforderungen, siehe 8.3.5.2; und
- b) Sicherstellen, dass die Länge des Abschnitts zwischen derartigen Stützungen und anderen seitlichen Abstützungen nicht größer als die stabile Länge des Segments zwischen ihnen ist, siehe 8.3.5.3.

(2)B Wenn am Fließgelenk unter allen Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit keine Rotationsanforderung besteht, dürfen diese Stützungen für ein derartiges Fließgelenk vernachlässigt werden.

8.3.5.2 Stützungen an Fließgelenken mit Rotationsanforderungen

(1)B An jedem Fließgelenk mit Rotationsanforderungen sollte der Querschnitt mit einem angemessenen Widerstand gegen seitliche Verschiebung und Verdrehung gestützt werden, die infolge der Rotation im Fließgelenk entstehen können.

(2)B Die wirksame Stützung gegen seitliche Verschiebung und Verdrehung sollte vorgenommen werden:

- Bei Bauteilen mit nur Biegemomenten allein oder Momenten- und Druckbelastung durch seitliche Stützung beider Flansche. Diese kann durch seitliche Stützung eines Flansches und Verdrehungsbehinderung des Querschnitts erfolgen, so dass sich der Druckflansch nicht gegenüber dem Zugflansch verschieben kann, siehe Bild 8.8.

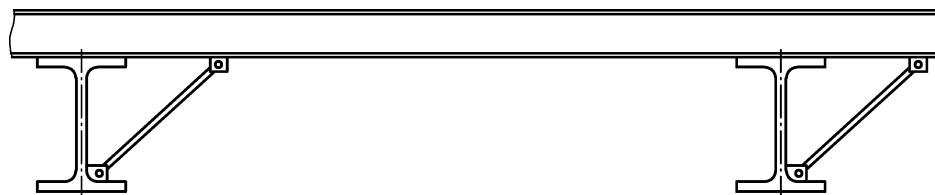
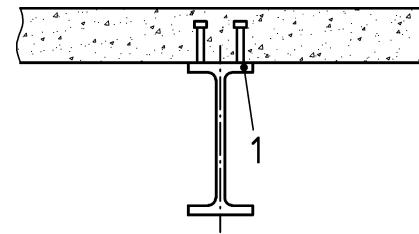


Bild 8.8 — Beispiel für eine Verdrehungsbehinderung

- Bei Bauteilen mit nur Biegemomenten allein oder Momenten- und Zugbelastung, bei der eine Platte auf dem Druckflansch aufliegt, durch Verschiebungs- und Verdrehungsbehinderung des Druckflansches (z. B. durch eine geeignete Verbindung mit der Platte, siehe Bild 8.9).

**Legende**

1 Druckflansch

Bild 8.9 — Beispiel für eine Verschiebungs- und Verdrehungsbehinderung durch eine fest verbundene Betonplatte

- Bei Querschnittsschlankheiten, die über die gewalzter I- und H-Querschnitte hinausgehen, sollte die Querschnittsverformung am Fließgelenk konstruktiv verhindert werden (z. B. durch eine mit dem Druckflansch verbundene Stegsteife und eine steife Verbindung des Druckflansches mit der Platte).

(3)B An jedem Fließgelenk sollten die Verbindungsmittel (z. B. Schrauben) des Anschlusses des Druckflansches zum stützenden Bauteil (z. B. Pfette) und alle dazwischenliegenden Bauteile (z. B. diagonale Streben) für eine örtliche Belastung von mindestens 2,5 % von $N_{f,Ed}$, nach 8.3.5.2(5)B, die vom Flansch in seiner Ebene rechtwinklig zur Stegebene ausgeübt wird, ohne Kombinationen mit anderen Lasten bemessen werden.

(4)B Innerhalb eines Abstands vom Fließgelenk, $h/2$, sollten über die Bauteillänge Stützungen vorgesehen werden; dabei ist h die Gesamthöhe des Querschnitts am Fließgelenk.

(5)B Zusätzlich zu den Bemessungsanforderungen nach 7.3.5 sollten aussteifende Systeme so bemessen sein, dass sie den Einflüssen von lokalen Ersatzlasten Q_m , welche an den jeweiligen zu stabilisierenden Bauteilen an den Fließgelenken angreifen, widerstehen, wobei:

$$Q_m = 1,5 \alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100} \quad (8.96)$$

Dabei ist

$N_{f,Ed}$ die einwirkende Normalkraft im druckbeanspruchten Flansch im Bereich der Stützung am Fließgelenk;

α_m entsprechend 7.3.2(2).

ANMERKUNG B Bei Zusammenwirken mit äußeren Kräften siehe auch 7.3.5.

8.3.5.3 Größtabstand von Abstützmaßnahmen

(1) Der Biegendrillknicknachweis eines Tragwerksabschnitts zwischen zwei seitlichen Stützungen darf geführt werden, indem gezeigt wird, dass der Abstand zwischen den seitlichen Stützungen kleiner als der zulässige Größtabstand ist.

(2) Bei gleichförmigen Tragwerksabschnitten mit I- oder H-Querschnitten mit $\frac{h}{t_f} \leq 40\varepsilon$ unter linearem Momentenverlauf, ohne erhebliche Druckbelastung, darf der Größtabstand zwischen seitlichen Stützungen L_{st} wie folgt ermittelt werden:

$$\begin{aligned} L_{st} &= 35 \varepsilon i_z && \text{für } 0,625 \leq \psi \leq 1 \\ L_{st} &= (60 - 40\psi) \varepsilon i_z && \text{für } -1 \leq \psi \leq 0,625 \end{aligned} \quad (8.97)$$

Dabei ist

ε der Materialparameter nach 5.2.5(2).

$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}}$ = das Verhältnis der Endmomente des Tragwerkabschnitts.

(3) Tritt ein Fließgelenk mit Rotationsanforderungen direkt an einem Voutenende auf, braucht der Voutenabschnitt mit veränderlichem Querschnitt nicht gesondert nachgewiesen werden, wenn die folgenden Kriterien eingehalten werden:

- die Stützung des Fließgelenks ist innerhalb eines Abstands von $h/2$ vom Fließgelenk auf der angevouteten Seite angeordnet und nicht auf der nicht gevouteten Seite.
- der Druckflansch der Voute verbleibt über seine Gesamtlänge elastisch.

8.4 Mehrteilige Bauteile

8.4.1 Annahmen und konstruktive Durchbildung

8.4.1.1 Annahmen

(1) Gleichförmige mehrteilige druckbeanspruchte Bauteile, die an ihren Enden gelenkig gelagert und seitlich gehalten sind, sollten in Übereinstimmung mit dem folgenden Modell bemessen sein, siehe Bild 8.10:

- das Bauteil sollte als eine Stütze mit einer Anfangsvorkrümmung angesehen werden, wie nach 7.3.3.1(1) festgelegt;
- die elastischen Verformungen der Gitterstäbe oder Bindebleche, siehe Bild 8.10, sollten durch eine (verschmierte) kontinuierliche Schubsteifigkeit S_V des Stützenquerschnitts berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Bei davon abweichenden Auflagerbedingungen können entsprechende Anpassungen vorgenommen werden.

(2) Das Bemessungsmodell für mehrteilige druckbeanspruchte Bauteile ist anwendbar, wenn:

- die Gitterstäbe oder Bindebleche gleichartige wiederkehrende Felder bilden und die Gurtstäbe parallel angeordnet sind;
- eine Stütze aus mindestens drei Feldern besteht.

ANMERKUNG Diese Annahme erlaubt, die Stütze als regelmäßig anzusehen und die diskrete Gitterstab- oder Bindeblechstruktur zu einem Kontinuum zu verschmieren.

(3) Das Bemessungsverfahren ist für mehrteilige Querschnitte mit Gitterstäben oder Bindeblechen mit zwei Trageebenen anwendbar, siehe Bild 8.11.

(4) Die Gurtstäbe können Vollquerschnitte sein oder selbst rechtwinklig zur betrachteten Ebene in mehrteilige Bauteile mit Gitterstäben und Bindeblechen aufgelöst sein.

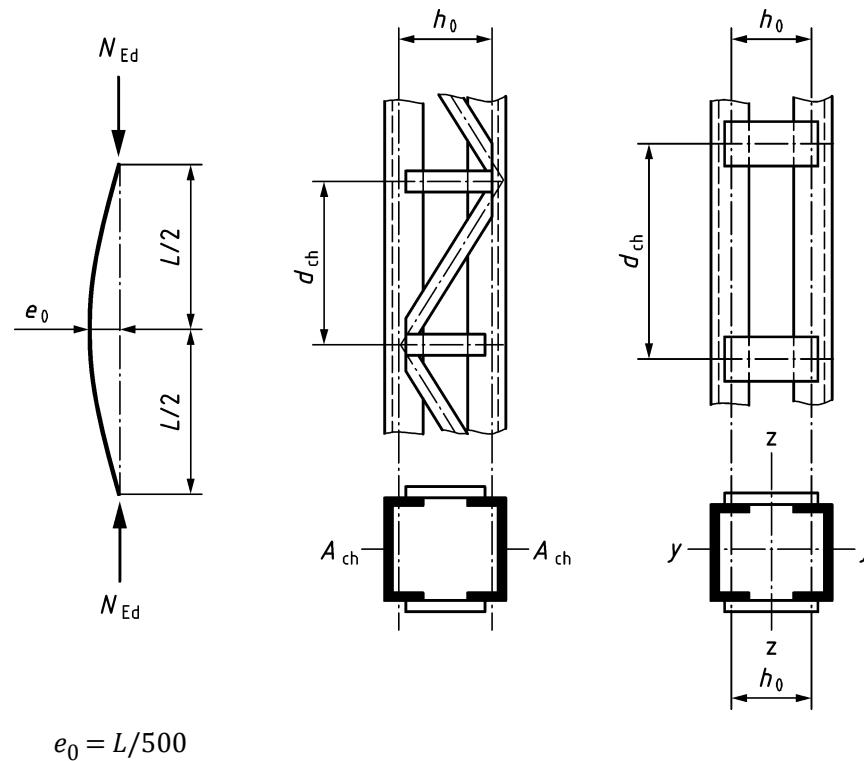
- Entwurf -

Bild 8.10 — Gleichförmige mehrteilige Stützen mit Gitterstäben (Gitterstützen) und Bindebüchsen (Rahmenstützen)

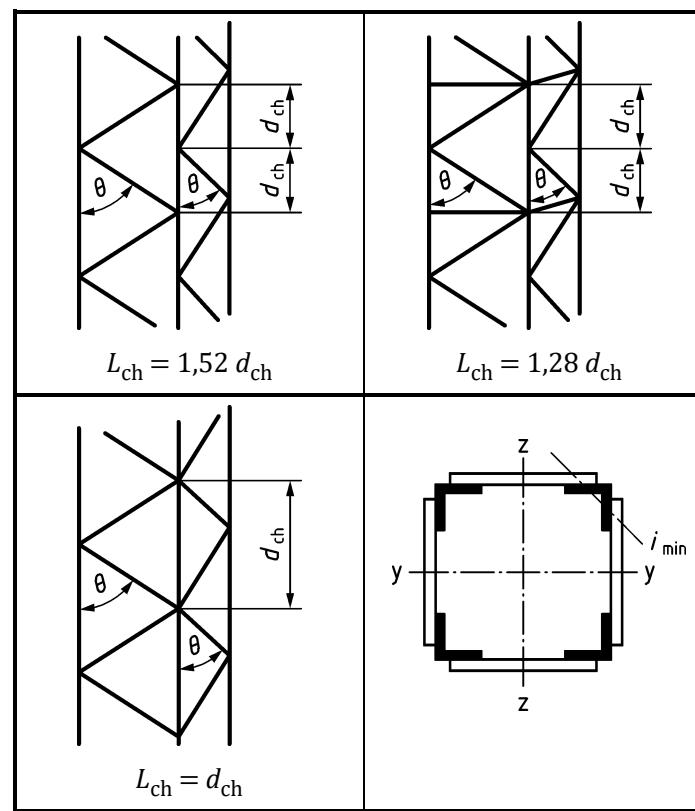


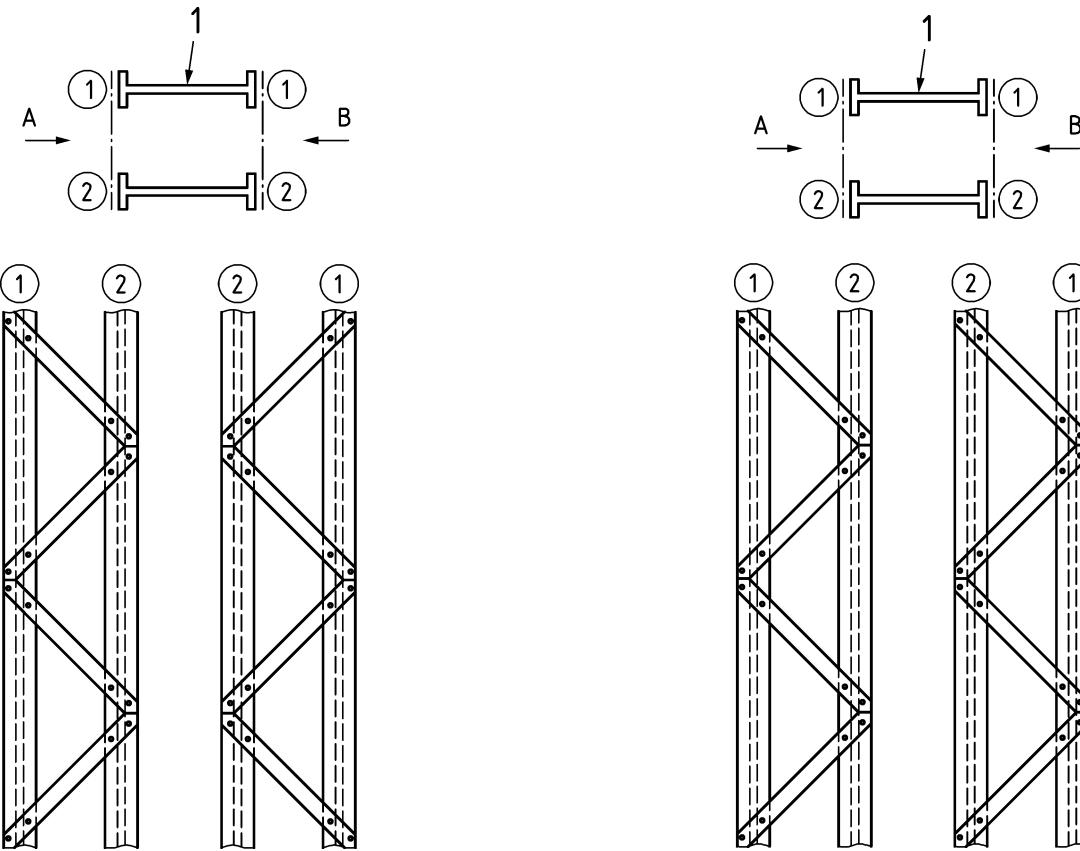
Bild 8.11 — Gitterstützen mit Stäben auf vier Seiten und Knicklänge L_{ch} der Gurtstäbe

8.4.1.2 Anordnung einfacher Vergitterungen

(1) Einfache Vergitterungen auf gegenüberliegenden Seiten von Gitterstützen mit zwei parallelen Ebenen dürfen wie in Bild 8.12 (a) angeordnet werden.

(2) Im Falle einer einfachen Vergitterung mit gegenläufiger Anordnung, siehe Bild 8.12 (b), sollten die zusätzlichen Verformungen infolge Torsionsbeanspruchung berücksichtigt werden.

(3) An den Enden von Gitterstützen und an Stellen, an denen die Vergitterung unterbrochen wird, sowie an Anschlüssen zu anderen Bauteilen sind Querverbindungen zwischen den Gurtstäben erforderlich.



Gitterstütze auf Seite A Gitterstütze auf Seite B

**a) Gleichläufig angeordnete Vergitterung
(empfohlenes System)**

Legende

1 Gurt

Gitterstütze auf Seite A Gitterstütze auf Seite B

**b) Gegenläufig angeordnete Vergitterung
(nicht empfohlen)**

Bild 8.12 — Einfache Vergitterung von gegenüberliegenden Seiten von Gitterstützen mit zwei parallelen Ebenen

8.4.1.3 Anordnung von Bindeblechen

(1) Bindebleche sollten immer an den Enden der Stütze vorgesehen sein.

(2) Bei Anordnung von Bindeblechen in mehreren parallelen Ebenen sollten diese gegenüberliegend angeordnet werden.

(3) Bindebleche sollten an den Lasteinleitungsstellen und Punkten seitlicher Abstützung vorgesehen werden.

8.4.2 Bemessungskräfte für Bauteile

(1) Überprüfungen sollten an Gurtstäben durchgeführt werden, unter Verwendung des Bemessungswerts der einwirkenden Normalkräfte im Gurtstab $N_{ch,Ed}$ hergeleitet aus dem Bemessungswert der Druckkraft N_{Ed} und dem Bemessungswert des Biegemoments M_{Ed} in der Mitte eines mehrteiligen Bauteils.

(2) Für ein Bauteil mit zwei identischen Gurtstäben, sollte der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft im Gurtstab $N_{ch,Ed}$ nach Gleichung (8.98) bestimmt werden:

$$N_{ch,Ed} = 0,5N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}} \quad (8.98)$$

Dabei ist

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0 + M_{Ed}^I}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,V}}} \quad (8.99)$$

$N_{cr,V}$ die effektive ideale Verzweigungslast für das mehrteilige Bauteil, einschließlich des Einflusses seiner Schubsteifigkeit:

$$N_{cr,V} = \frac{1}{\frac{L^2}{\pi^2 EI_{eff}} + \frac{1}{S_v}} \quad (8.100)$$

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft auf das mehrteilige Bauteil;

M_{Ed} der Bemessungswert des maximal einwirkenden Biegemoments in der Mitte eines mehrteiligen Bauteils unter Berücksichtigung der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung;

M_{Ed}^I Bemessungswert des maximal einwirkenden Biegemoments in der Mitte eines mehrteiligen Bauteils ohne Einflüsse nach Theorie II. Ordnung;

h_0 der Abstand zwischen den Schwerachsen der Gurtstäbe;

A_{ch} die Querschnittsfläche eines Gurtstabes;

I_{eff} das effektive Trägheitsmoment des mehrteiligen Bauteils, siehe 8.4.3 und 8.4.4;

S_v die Schubsteifigkeit infolge der Verformungen der Gitterstäbe und Bindebbleche, siehe 8.4.3 und 8.4.4.

(3) Die Nachweise für die Gitterstäbe bei Gitterstützen oder für die lokalen Momente und Querkräfte bei Stützen mit Bindebblechen sollten für das Gitter- oder Rahmenfeld am Stützenende mit den zugehörigen Querkräften geführt werden, angegeben durch Gleichung (8.101):

$$V_{Ed} = V_{Ed}^I + \frac{\pi}{L}(M_{Ed} - M_{Ed}^I) \quad (8.101)$$

Dabei ist

V_{Ed}^I der Bemessungswert der Querkraft am Ende aufgrund von Querbelastungen ohne Einflüsse nach Theorie II. Ordnung.

8.4.3 Tragfähigkeit von Elementen von Gitterstützen

(1) Für die druckbeanspruchten Gurtstäbe und für die Gitterstäbe von Gitterstützen sollten Knicknachweise geführt werden, und sekundäre Biegemomente dürfen vernachlässigt werden.

(2) Für Gurtstäbe sollte der Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft im Gurtstab in der Mitte der mehrteiligen Stütze das Kriterium (8.102) erfüllen:

$$\frac{N_{ch,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.102)$$

Dabei ist

$N_{ch,Ed}$ der Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft im Gurtstab in der Mitte der mehrteiligen Stütze nach 8.4.2(2); und

$N_{b,Rd}$ der Bemessungswert der Biegeknicktragfähigkeit unter Druckbeanspruchung des Gurtstabes abhängig von der Knicklänge L_{ch} aus Bild 8.11.

(3) Die Schubsteifigkeit S_V der Gitterstäbe sollte Bild 8.13 entnommen werden.

(4) Das effektive Flächenträgheitsmoment der Gitterstützen darf wie folgt angenommen werden:

$$I_{eff} = 0,5h_0^2A_{ch} \quad (8.103)$$

System			
S_V	$\frac{n_p E A_d d_{ch} h_0^2}{2L_d^3}$	$\frac{n_p E A_d d_{ch} h_0^2}{L_d^3}$	$\frac{n_p E A_d d_{ch} h_0^2}{L_d^3 \left(1 + \frac{A_d h_0^3}{A_p L_d^3}\right)}$

n_p ist die Anzahl der parallelen Ebenen der Gitterstäbe
 A_d und A_p die Querschnittsflächen der Gitterstäbe einer Gitterebene

Bild 8.13 — Schubsteifigkeit von Gitterstützen infolge der Verformungen der Gitterstäbe

8.4.4 Tragfähigkeit von Komponenten von Stützen mit Bindebblechen

(1) Für die Gurtstäbe und die Bindebbleche, sowie deren Anschlüsse an die Gurtstäbe, sollten die Tragfähigkeitsnachweise mit den tatsächlichen Momenten und Stabkräften im Endfeld und in Bauteilmitte der Stütze nach Bild 8.14 geführt werden.

(2) Vereinfachend darf die einwirkende maximale Gurtstabkraft $N_{ch,Ed}$ mit der maximalen Querkraft V_{Ed} kombiniert werden.

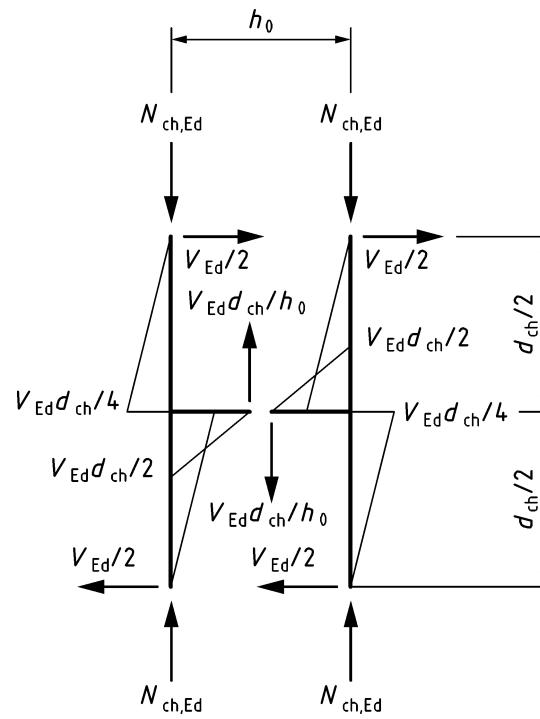


Bild 8.14 — Stabkräfte im Endfeld von Stützen mit Bindebblechen

(3) Die Schubsteifigkeit S_v sollte Gleichung (8.104) entnommen werden:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{d_{ch}^2 \left[1 + \frac{2I_{ch}h_0}{n_p I_b d_{ch}} \right]} \leq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{d_{ch}^2} \quad (8.104)$$

(4) Das effektive Trägheitsmoment der mehrteiligen Bauteile mit Bindebblechen darf Gleichung (8.105) entnommen werden:

$$I_{eff} = 0,5h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch} \quad (8.105)$$

Dabei ist

I_{ch} das Flächenträgheitsmoment eines Gurtstabes in der Nachweisebene;

I_b das Flächenträgheitsmoment eines Bindebbleches in der Nachweisebene;

μ der Wirkungsgrad nach Tabelle 8.10;

n_p Anzahl der Ebenen der Bindebbleche.

Tabelle 8.10 — Wirkungsgrad μ

Kriterium	Wirkungsgrad μ
$\lambda \geq 150$	0
$75 < \lambda < 150$	$\mu = 2 - \frac{\lambda}{75}$
$\lambda \leq 75$	1,0

Dabei ist

$$\lambda = \frac{L}{i_0}; \quad i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}; \quad I_1 = 0,5h_0^2A_{ch} + 2I_{ch}.$$

8.4.5 Mehrteilige Bauteile mit geringer Spreizung

(1) Wenn die Voraussetzungen der Tabelle 8.11 eingehalten werden, sollten mehrteilige druckbeanspruchte Bauteile nach Bild 8.15, bei denen die Teile Kontakt haben oder mit geringer Spreizung durch Futterstücke verbunden sind, sowie Bauteile aus über Eck gestellten Winkeln, die mit paarweise rechtwinklig zueinander angeordneten Bindeblechen nach Bild 8.16 verbunden sind, als ein Einzelbauteil auf Knickversagen überprüft werden; dabei kann die Wirkung der Schubsteifigkeit ($S_V = \infty$) vernachlässigt werden.

(2) Wenn die Voraussetzungen der Tabelle 8.11 nicht eingehalten werden, sollten mehrteilige druckbeanspruchte Bauteile mit geringer Spreizung überprüft werden, indem die Schubsteifigkeit nach 8.4.2 und 8.4.4 oder ein beliebiges anderes Verfahren berücksichtigt wird.

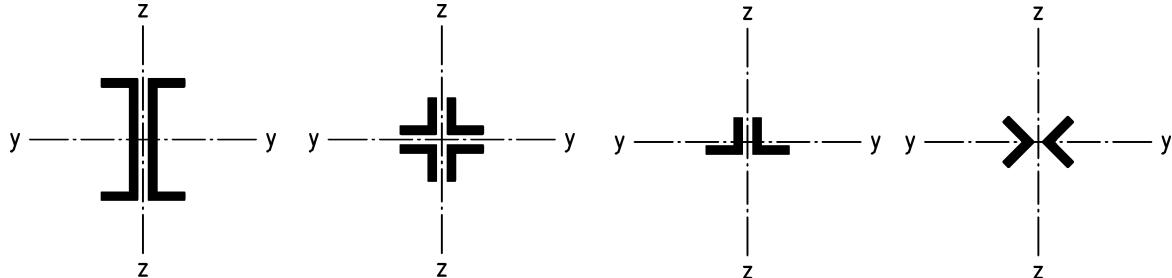


Bild 8.15 — Mehrteilige Bauteile mit geringer Spreizung

Tabelle 8.11 — Maximaler Abstand zwischen den Bindeblechen für mehrteilige Bauteile mit geringer Spreizung oder mehrteilige Bauteile aus über Eck gestellten Winkeln

Art der mehrteiligen Querschnitte	Maximaler Abstand zwischen den Achsen von Bindeblechen ^a
Bauteile nach Bild 8.15, die durch Schrauben oder Schweißnähte verbunden sind	$15 i_{\min}$
Bauteile nach Bild 8.16, die durch paarweise angeordnete Bindebleche verbunden sind	$70 i_{\min}$
i_{\min} ist der kleinste Trägheitsradius eines Gurtstabes oder eines Winkels.	
^a Mittenabstand von Verbindungen.	

(3) Die durch die Bindebleche zu übertragende Querkraft sollte nach 8.4.4(1) bestimmt werden.

(4) Im Falle von ungleichschenkligen Winkeln, siehe Bild 8.16, sollte der Nachweis gegen Biegeknicken um die y-y-Achse mit einem Trägheitsradius um die y-y-Achse, i_y , nach Gleichung (8.106) geführt werden:

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \quad (8.106)$$

Dabei ist i_0 der kleinste Trägheitsradius des mehrteiligen Bauteils, der bezogen auf die 0-0-Achse (Achse parallel zum längeren Schenkel des Winkelprofils) berechnet wird.

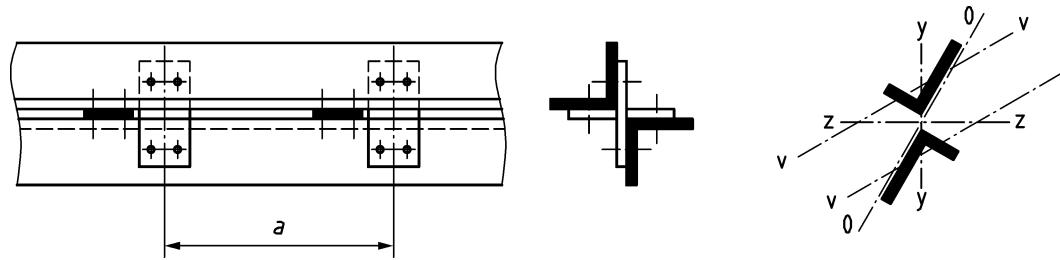


Bild 8.16 — Mehrteilige Bauteile aus über Eck gestellten Winkeln

9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

9.1 Allgemeines

(1)P Ein Stahltragwerk muss so entworfen und ausgeführt werden, dass es alle maßgebenden Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit erfüllt.

(2)P Die in EN 1990:—⁴, 5.4, angegebenen grundlegenden Anforderungen an die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit müssen eingehalten werden.

(3) Jegliche Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und die damit zusammenhängenden Belastungs- und Berechnungsmodelle sollten den Festlegungen der zuständigen Behörden entsprechen oder, wenn keine Festlegungen bestehen, für das Einzelprojekt durch die zuständigen Parteien vereinbart werden.

(4) Wird für den Grenzzustand der Tragfähigkeit eine plastische Tragwerksberechnung durchgeführt, sollten die Einflüsse der plastischen Umlagerungen der Kräfte und Momente bereits im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden.

9.2 Verformungen und dynamische Einflüsse bei Hochbauten

(1)B Mit Bezug auf EN 1990 sollten die Grenzwerte für Verformungen bei Hochbauten den Festlegungen der zuständigen Behörden entsprechen oder, wenn keine Festlegungen bestehen, für das Einzelprojekt durch die zuständigen Parteien vereinbart werden.

(2)B Mit Bezug auf EN 1990 sollten Vibrationen in Tragwerken von Hochbauten mit öffentlicher Nutzung so begrenzt werden, dass eine starke Beeinträchtigung für den Benutzer vermieden wird, und die Grenzwerte sollten den Festlegungen der zuständigen Behörden entsprechen oder, wenn keine Festlegungen bestehen, für das Einzelprojekt durch die zuständigen Parteien vereinbart werden.

ANMERKUNG B Im Nationalen Anhang können Grenzwerte der Verformung und Vibrationen von Böden festgelegt sein.

⁴ In Vorbereitung. Aktueller Stand: prEN 1990:2020.

(3)B Verformungen und dynamische Einflüsse dürfen unter Berücksichtigung der Stützungen, Dämpfung und Steifigkeit von nicht tragenden Elementen berechnet werden.

10 Ermüdung

(1)P Ermüdungsnachweise nach EN 1993-1-9 sind für Tragwerke unter veränderlichen Einwirkungen zu führen, mit Ausnahme der unter (2) und (3) genannten Fälle.

(2) Auf Ermüdungsnachweise darf nur bei Tragwerken unter statischen und quasi statischen Einwirkungen verzichtet werden.

ANMERKUNG 1 Derartige Einwirkungen sind z. B.:

- a) Nutzlasten im Hochbau nach EN 1991-1-1;
- b) Schneelasten nach EN 1991-1-3;
- c) Temperatureinwirkungen nach EN 1991-1-5.

ANMERKUNG 2 Windlasten auf Gebäude führen in der Regel nicht zu Ermüdung, für Details siehe EN 1991-1-4.

(3) Für Bauteile ohne Konstruktionsdetails, die Zwängungsspannungen unterliegen, darf der Ermüdungsnachweis entfallen, wenn entweder (10.1) oder (10.2) erfüllt ist:

$$\Delta\sigma_d \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} \quad (10.1)$$

$$N \leq 5 \times 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_d} \right)^3 \quad (10.2)$$

Dabei ist/sind

- N ist die erwartete Anzahl an Spannungswechseln während der Nutzungsdauer;
- γ_{Mf} ist der Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungsfestigkeit unter der Annahme keiner regelmäßigen Inspektionen und großer Schadensfolgen: $\gamma_{Mf} = 1,35$;
- $\Delta\sigma_D = 26 \text{ N/mm}^2$;
- $\Delta\sigma_d$ ist die elastisch bestimmte Spannungsschwingbreite in N/mm^2 hervorgerufen durch die veränderlichen Bemessungslasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Ausnahme der Einwirkungen in (2):

$$\Delta\sigma_d = |\sigma_{\max} - \sigma_{\min}|$$
;
- σ_{\max} und σ_{\min} die entsprechenden maximalen und minimalen Spannungen.

ANMERKUNG Die Bedingungen beziehen sich auf den Nachweis für den schlechtesten Kerbfall 36 nach EN 1993-1-9 gegenüber der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ bei einer Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_d$. Da anstelle der Regeln in EN 1993-1-9 die Nennspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bestimmt werden, liegt der Nachweis auf der sicheren Seite, wenn nicht Zwängungsspannungen, wie sie typischerweise beim Grenzzustand der Tragfähigkeit vernachlässigt werden, vorhanden sind; das könnten z. B. Spannungen infolge von Einspannmomenten bei Fachwerken oder örtliche Spannungen unter Radlasten sein. Bei Richtungswechsel der Last müssen die Spannungen σ_{\max} und σ_{\min} mit Vorzeichen berücksichtigt werden.

Anhang A
(normativ)**Auswahl der Ausführungsklasse****A.1 Zweck dieses Anhangs**

(1) Dieser normative Anhang enthält Festlegungen nach 4.1.2 für die Auswahl einer geeigneten Ausführungsklasse.

A.2 Anwendungs- und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser normative Anhang behandelt den Auswahlprozess einer geeigneten Ausführungsklasse für Stahlbauten, die nach EN 1090-2 und EN 1090-4 ausgeführt sind.

A.3 Ausführungsklasse

(1) Die Ausführungsklasse (EXC) ist als eine klassifizierte Reihe von Anforderungen für die Ausführung der Bauarbeiten in der Gesamtheit, eines einzelnen Bauteils oder eines Details eines Bauteils definiert.

(2) Vor Ausführungsbeginn sollte die Ausführungsklasse EXC1, EXC2, EXC3 oder EXC4 festgelegt werden, um die Anforderungen an die Ausführung von Stahlbauten nach EN 1090-2 und EN 1090-4 festzulegen. Die Ausführungsanforderungen sind von EXC1 bis zu EXC4 zunehmend anspruchsvoller.

ANMERKUNG EN 1993 beruht auf der Annahme, dass sie zusammen mit EN 1090-2 und EN 1090-4 angewendet wird. EN 1993-1-9, EN 1993-2, EN 1993-3 enthalten ergänzende Anforderungen zu EN 1090-2 an die Ausführung von Bauten oder Bauteilen oder Details, die Ermüdungseinwirkungen unterliegen. Zusätzlich zu EN 1090-2, bezieht sich EN 1993-5 auf andere Europäische Normen für die Ausführung der Gründungsarbeiten.

(3) Ausführungsklasse EXC2 sollte angewendet werden, es sei denn der Auswahlprozess ergibt eine andere Klasse.

A.4 Auswahlprozess

(1) Die Auswahl der Ausführungsklasse sollte auf den folgenden drei Faktoren basieren:

- der erforderlichen Zuverlässigkeit;
- der Art der Belastung, für die das Tragwerk, das Bauteil oder Detail bemessen ist;
- der Art des Tragwerks, des Bauteils oder des Details.

(2) Im Sinne der Behandlung der Zuverlässigkeit sollte die Auswahl der Ausführungsklasse entweder auf der erforderlichen Schadensfolgeklasse (CC) oder auf der Zuverlässigkeitsklasse (RC) oder auf beiden beruhen.

ANMERKUNG 1 Die Begriffe der Zuverlässigkeitsklasse und der Schadensfolgeklasse sind in EN 1990 festgelegt.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang kann festlegen, ob die Auswahl der Ausführungsklassen auf den Zuverlässigkeitsklassen oder den Schadensfolgeklassen oder beiden beruht und kann die Wahl im Sinne der Art des Tragwerks festlegen.

ANMERKUNG 3 Bemessungen nach EN 1993-4-1 und EN 1993-4-2 sind abhängig von der Wahl der Schadensfolgeklasse. Die Bemessungen nach EN 1993-3 sind abhängig von der Wahl der Zuverlässigkeitsklasse.

(3) Im Sinne der Art der auf einen Stahlbau oder Komponente oder Detail einwirkenden Belastung, sollte die Auswahl der Ausführungsklasse darauf basieren, ob das Bauwerk oder die Komponente oder das Detail für statische Einwirkungen, quasistatische Einwirkungen, Ermüdungseinwirkungen oder seismische Einwirkungen nach EN 1998-1 bemessen ist.

ANMERKUNG Die Auswahl der Ausführungsklasse (EXC) beruht auf der Belastungsart und entspricht der Angabe nach Tabelle A.1, es sei denn der Nationale Anhang legt etwas anderes fest.

Tabelle A.1 — Auswahl der Ausführungsklasse auf Grundlage der Belastungsart (EXC)

Zuverlässigkeitssklasse (RC) oder Schadensfolgeklasse (CC)	Art der Belastung	
	Statisch, quasistatisch oder seismisch DC1 ^a	Ermüdung ^b oder seismisch DC2 oder DC3 ^a
RC3 oder CC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c
RC2 oder CC2	EXC2	EXC3
RC1 oder CC1	EXC1	EXC2

^a Seismische Duktilitätsklassen sind in EN 1998-1 festgelegt: Niedrig = DC1; Mittel = DC2; Hoch = DC3.
^b Siehe EN 1993-1-9.
^c EXC4 darf für Bauten mit extremen Schadensfolgen bei Tragwerksversagen festgelegt werden.

(4) Wenn sich die erforderlichen Ausführungsklassen für bestimmte Bauteile und/oder Details von der des Gesamttragwerks unterscheiden, dann sollten diese Bauteile und/oder Details deutlich identifiziert werden.

(5) Wenn EXC1 für ein Tragwerk gewählt wird, dann sollte EXC2 für die folgenden Teiltragwerksarten gelten:

- a) geschweißte Bauteile aus Stahlprodukten der Stahlsorte S355 und höher;
- b) geschweißte Bauteile die wesentlich für die Tragwerksintegrität sind, die durch Schweißen auf der Baustelle gefertigt wurden;
- c) geschweißte Bauteile, aus CHS Gitterträgern, die Endprofilschnitte erfordern;
- d) Bauteile, die während der Herstellung warmgeformt oder wärmebehandelt werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann verschiedene Wahlmöglichkeiten zur Ausführungsklasse je nach Art des Bauteils oder Details angeben.

A.5 Ausführungsklasse und Teilsicherheitsbeiwerte

(1) Die Festlegung einer höheren Ausführungsklasse für die Ausführung eines Bauwerks oder Bauteils oder Details sollte nicht dazu verwendet werden, die Verwendung von niedrigeren Teilsicherheitsbeiwerten für den Widerstand in der Bemessung dieses Bauwerks oder Bauteils oder Details zu begründen.

Anhang B
(normativ)**Bemessung semi-kompakter Querschnitte****B.1 Anwendungsbereich**

(1) In diesem Anhang werden zusätzliche Regelungen für die Bemessung von semi-kompakten (Querschnittsklasse 3) doppelt-symmetrischen I- oder H-Querschnitten, rechteckigen Hohlprofilen, doppelt-symmetrischen Kastenquerschnitten sowie runden und elliptischen Hohlprofilen unter ein- bzw. zweiachsiger Biegung und axialer Belastung gegeben.

B.2 Elastisch-plastisches Widerstandsmoment

(1) Das elastisch-plastische Widerstandsmoment W_{ep} für doppelt-symmetrische Querschnitte sollte durch Interpolation zwischen dem Widerstandsmoment W_{pl} nach der Plastizitätstheorie und W_{el} nach der Elastizitätstheorie um die entsprechende Hauptachse des Querschnitts wie folgt bestimmt werden:

$$W_{ep,y} = W_{pl,y} - (W_{pl,y} - W_{el,y}) \beta_{ep,y} \quad (B.1)$$

$$W_{ep,z} = W_{pl,z} - (W_{pl,z} - W_{el,z}) \beta_{ep,z} \quad (B.2)$$

wobei die jeweiligen Werte von $\beta_{ep,y}$ und $\beta_{ep,z}$ von dem Materialfaktor ε und den c/t -Verhältnissen entsprechend Tabelle 7.3 abhängen. Diese sollten wie folgt bestimmt werden:

- Für gewalzte oder geschweißte I- oder H-Querschnitte:

$$\beta_{ep,y} = \text{Max} \left(\frac{\frac{c}{t_f} - 10\varepsilon}{4\varepsilon}; \frac{\frac{c}{t_w} - 83\varepsilon}{38\varepsilon}; 0 \right) \quad \text{jedoch } \beta_{ep,y} \leq 1,0 \quad (B.3)$$

$$\beta_{ep,z} = \text{Max} \left(\frac{\frac{c}{t_f} - 10\varepsilon}{6\varepsilon}; 0 \right) \quad \text{jedoch } \beta_{ep,z} \leq 1,0 \quad (B.4)$$

- Für rechteckige Hohlprofile oder doppelt-symmetrische, geschweißte Kastenquerschnitte:

$$\beta_{ep,y} = \text{Max} \left(\frac{\frac{c}{t_f} - 34\varepsilon}{4\varepsilon}; \frac{\frac{c}{t_w} - 83\varepsilon}{38\varepsilon}; 0 \right) \quad \text{jedoch } \beta_{ep,y} \leq 1,0 \quad (B.5)$$

$$\beta_{ep,z} = \text{Max} \left(\frac{\frac{c}{t_w} - 34\varepsilon}{4\varepsilon}; 0 \right) \quad \text{jedoch } \beta_{ep,z} \leq 1,0 \quad (B.6)$$

ANMERKUNG $t_f = t_w = t$ für rechteckige Hohlprofile.

— Für runde oder elliptische Hohlprofile:

$$\beta_{ep,y} = \beta_{ep,z} = \text{Max}\left(\frac{d_e - 70\varepsilon^2}{t}, 0\right) \quad \text{jedoch } \beta_{ep,y} = \beta_{ep,z} \leq 1,0 \quad (\text{B.7})$$

Dabei ist

d_e äquivalenter Durchmesser entsprechend Tabelle 7.3, Blatt 3 von 3.

B.3 Querschnittstragfähigkeit

(1) Bei gleichzeitiger Biege- und Druckbeanspruchung sollte der Bemessungswert des Biegemomentes M_{Ed} in jedem Querschnitt das Kriterium (B.8) erfüllen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,ep,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{B.8})$$

Dabei ist

$M_{N,ep,Rd}$ der infolge einer gleichzeitig wirkenden Normalkraft reduzierte Bemessungswert des elastisch-plastischen Biegemomentes.

(2) Der Bemessungswert des reduzierten elastisch-plastischen Biegemomentes $M_{N,ep,Rd}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

— Für doppelt-symmetrische, gewalzte oder geschweißte I- oder H-Querschnitte:

$$M_{N,ep,y,Rd} = M_{ep,y,Rd}(1 - n) \quad (\text{B.9})$$

$$M_{N,ep,z,Rd} = M_{ep,z,Rd}(1 - n^2) \quad (\text{B.10})$$

— Für rechteckige Hohlprofile, doppelt-symmetrische, geschweißte Kastenquerschnitte sowie runde und elliptische Hohlprofile:

$$M_{N,ep,y,Rd} = M_{ep,y,Rd}(1 - n) \quad (\text{B.11})$$

$$M_{N,ep,z,Rd} = M_{ep,z,Rd}(1 - n) \quad (\text{B.12})$$

Dabei ist

$$M_{ep,y,Rd} = \frac{W_{ep,y} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.13})$$

$$M_{ep,z,Rd} = \frac{W_{ep,z} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.14})$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (\text{B.15})$$

(3) Bei zweiachsiger Biegung sollte das folgende Kriterium erfüllt werden:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,ep,y,Rd}}\right)^{\alpha_y} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,ep,z,Rd}}\right)^{\alpha_z} \leq 1,0 \quad (\text{B.16})$$

Wobei α_y und α_z wie folgt angesetzt werden sollten:

- Für doppelt-symmetrische, gewalzte oder geschweißte I- oder H-Querschnitte:

$$\alpha_y = 2; \alpha_z = 5n \quad \text{jedoch} \quad \alpha_z \geq 1,0$$

- Für rechteckige Hohlprofile oder doppelt-symmetrische, geschweißte Kastenquerschnitte:

$$\alpha_y = \alpha_z = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{für } n \leq 0,8$$

$$\alpha_y = \alpha_z = 6,0 \quad \text{für } n > 0,8$$

$$\text{jedoch: } \alpha_y = \alpha_z \leq 2 + 4[1 - \text{Max}(\beta_{ep,y}; \beta_{ep,z})]^4$$

α_y und α_z dürfen konservativ zu 1,0 angenommen werden.

- Für runde Hohlprofile:

$$\alpha_y = 2; \alpha_z = 2$$

- Für elliptische Hohlprofile:

$$\alpha_y = 2; \alpha_z = 1,7$$

B.4 Stabilitätsnachweise für Bauteile

(1) Der Stabilitätsnachweis von Bauteilen mit Biegebeanspruchung oder kombinierter Biege- und Druckbeanspruchung sollte mit den Regeln in 8.3.2 bzw. 8.3.3 erbracht werden. Dabei dürfen das elastisch-plastische Widerstandsmoment W_{ep} sowie die Interaktionsfaktoren k_{yy} , k_{yz} , k_{zz} und k_{zy} nach 8.3.3 für die plastische Bemessung verwendet werden.

Anhang C
(normativ)**Zusätzliche Regelungen für gleichförmige Bauteile mit einfach-symmetrischen Querschnitten und für biege-, druck- und torsionsbeanspruchte Bauteile****C.1 Zusätzliche Regelungen für gleichförmige Bauteile mit einfach-symmetrischen Querschnitten**

(1) Dieser Anhang enthält zusätzliche Regelungen für die Anwendung der Gleichungen (8.88) und (8.89) in 8.3.3 zur Bemessung gegen Knicken von Bauteilen mit einfach-symmetrischen I-, H- und geschweißten Kastenquerschnitten, bei denen die Flansche unterschiedlich groß sind und die symmetrisch zur z-z-Achse sind.

(2) Dieses Verfahren ist für durch Biegung und Druck beanspruchte Bauteile mit Querschnitten der Klasse 1, 2, 3 und 4 anwendbar.

(3) Das ideale Verzweigungsmoment bei Biegendrillknicken M_{cr} , der bezogene Biegendrillknickschlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{LT}$ und der zugehörige Abminderungsfaktor χ_{LT} beziehen sich auf den durch das Biegemoment M_y gedrückten Flansch, welcher entweder der schmalere oder der breitere Flansch sein kann, siehe Bild C.1. Für Bauteile mit wechselndem Vorzeichen des Biegemomentes über die Trägerlänge sollten zwei separate Wertesätze für M_{cr} , $\bar{\lambda}_{LT}$ und χ_{LT} für die jeweiligen maximalen absoluten Werte des Biegemomentes $M_{y,Ed}$ bestimmt werden. In diesem Fall darf M_{cr} durch die Multiplikation des jeweiligen Wertes von $M_{y,Ed,i}$ mit dem Verzweigungslastfaktor α_{cr} für Biegendrillknicken im Bauteil bestimmt werden.

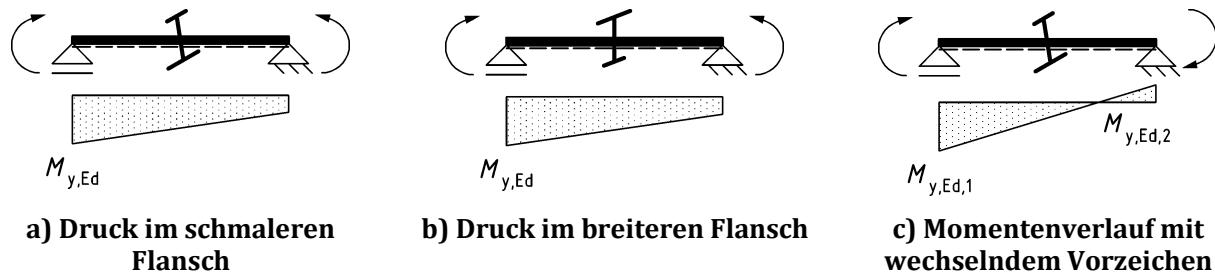


Bild C.1 — Biegemoment bezogen auf die Querschnittsform einfach-symmetrischer Querschnitte

(4) Für den Widerstand nach der Elastizitätstheorie sollte die charakteristische Momentenbeanspruchbarkeit $M_{y,Rk}$ für den gedrückten Flansch berechnet werden.

(5) Ungeachtet der Anfälligkeit des Bauteils gegen Biegendrillknicken sollte Gleichung (8.88) in 8.3.3 unter Verwendung des in Tabelle C.1 definierten angepassten Faktors k_{yy} angewendet werden.

Tabelle C.1 — Angepasste Interaktionsfaktoren k_{yy} in Gleichung (8.88) für einfach-symmetrische Querschnitte

Plastische Querschnittswerte der Klasse 1, Klasse 2		Elastische Querschnittswerte der Klasse 3, Klasse 4	
Für $\bar{\lambda}_y < 1,0$:	$k_{yy} = C_{my}[1 + 2(\bar{\lambda}_y - 0,2) n_y]$	Für $\bar{\lambda}_y < 1,0$:	$k_{yy} = C_{my}(1 + \bar{\lambda}_y n_y)$
Für $\bar{\lambda}_y \geq 1,0$:	$k_{yy} = C_{my}(1 + 1,6n_y)$	Für $\bar{\lambda}_y \geq 1,0$:	$k_{yy} = C_{my}(1 + n_y)$

(6) Für Momentenverteilungen $M_{y,Ed}$ mit wechselndem Vorzeichen über die Trägerlänge, siehe Bild C.1 c), sollten die Gleichungen (8.88) und (8.89) für die beiden maximalen Werte von $M_{y,Ed}$ ausgewertet werden. Zur Berechnung der äquivalenten Momentenbeiwerte C_{my} und C_{mLT} aus Tabelle 8.9 sollten die negativen Werte von ψ , α_h bzw. α_s zu 0,0 gesetzt werden und der Anteil des entgegengesetzten Vorzeichens der Momentenverteilung bleibt unberücksichtigt. Alternativ dürfen C_{my} und C_{mLT} konservativ zu 1,0 gesetzt werden.

(7) Für nicht biegedrillknickgefährdete Bauteile sollte χ_{LT} in den Gleichungen (8.88) und (8.89) zu 1,0 gesetzt werden. Der Faktor χ_{TF} für Drillknicken sollte in Gleichung (8.89) anstelle von χ_z verwendet werden, wenn das Trägheitsmoment $I_{z,fl}$ um die z-z-Achse von den beiden Flanschen um mehr als 50 % voneinander abweicht. $I_{z,fl}$ sollte unter Berücksichtigung der Flansche als isolierte Platten oder Querschnitte berechnet werden.

(8) Für biegedrillknickgefährdete Bauteile sollte der Knickbeiwert χ_z in Gleichung (8.89) durch χ_{TF} für Drillknicken ersetzt werden, wenn das Biegemoment $M_{y,Ed}$ Druck im schmaleren Flansch erzeugt. Der Faktor χ_z für Biegeknicken um die z-z-Achse sollte in Gleichung (8.89) eingesetzt werden, wenn das Biegemoment $M_{y,Ed}$ Druck im breiteren Flansch erzeugt. In diesem Fall sollte der Drillknickwiderstand durch eine zusätzliche Bedingung nachgewiesen werden, dazu ist χ_{TF} in (8.89) einzusetzen und der Term mit $M_{y,Ed}$ wegzulassen.

C.2 Zusätzliche Regelungen für gleichförmige Bauteile unter Biegung, Druck und Torsion

(1) Diese zusätzlichen Regelungen sollten für den Nachweis der Stabilität eines gelenkig gelagerten Einfeldträgers mit gleich bleibendem Querschnitt unter Biegung, Druck und Torsion, mit gleichen Flanschen oder bei ungleichen Flanschen gelten, unter der Voraussetzung, dass das Verhältnis der Trägheitsmomente der Flansche um die z-z-Achse größer oder gleich 0,2 und kleiner oder gleich 5,0 ist, verwendet werden. Es ist in Kombination mit den Regelungen in 8.3 und C.1 anzuwenden.

(2) Die Regelungen in C.2 gelten für Bauteile mit Querschnitten der Klasse 1, 2 und 3 bei denen das Verhältnis des maximalen Wölbmomentes B_{Ed}/B_{Rk} kleiner oder gleich 0,3 ist, wobei B_{Ed} und B_{Rk} in (3) definiert sind.

(3) Sofern keine Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit Imperfektionen durchgeführt wird, sollten durch Biegung, Druck und Torsion beanspruchte gleichförmige Bauteile mit Querschnitten der Klasse 1, 2 und 3 die Anforderungen nach den Gleichungen (C.1) und (C.2) erfüllen:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}} + k_w k_{zw} k_\alpha \frac{B_{Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}} \leq 1,0 \quad (C.1)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}} + k_w k_{zw} k_\alpha \frac{B_{Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}} \leq 1,0 \quad (C.2)$$

Dabei ist

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ die Bemessungswerte der einwirkenden Druckkraft und der einwirkenden maximalen Momente um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse;

N_{Rk} , $M_{y,Rk}$, $M_{z,Rk}$ die charakteristischen Werte der Querschnittsbeanspruchbarkeit bei Druck- und Biegebeanspruchung um die y-y-Achse bzw. z-z-Achse;

B_{Ed} der maximale Bemessungswert des Wölbmomenten entlang des Bauteils;

B_{Rk}	der charakteristische Wert der Wölbmomentbeanspruchbarkeit;
χ_y und χ_z	die Abminderungsfaktoren für Biegeknicken nach 8.3.1. Der Abminderungsfaktor χ_z sollte durch χ_{TF} nach 8.3.1.4 ersetzt werden, sofern Drillknicken maßgebend wird.
χ_{LT}	der Abminderungsfaktor für Biegendrillknicken nach 8.3.2;
k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} und k_{zz}	die Interaktionsfaktoren nach 8.3.3. Für einfach-symmetrische I-Querschnitte sollten die zusätzlichen Regelungen nach C.1 angewendet werden;
$k_w = 0,7 - \frac{0,2 B_{Ed}}{\frac{B_{Rk}}{\gamma_{M1}}}$	(C.3)
$k_{zw} = 1,0 - \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$	(C.4)
$k_\alpha = \frac{1}{1 - \frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}}}$	jedoch $k_\alpha \leq 2,0$
M_{cr}	das ideale Verzweigungsmoment bei Biegendrillknicken um die Achse y-y.

(4) Für Querschnitte der Klasse 3 mit ungleichen Flanschen sollten die charakteristische Momentenbeanspruchbarkeit $M_{z,Rk}$ und die Wölbmomentbeanspruchbarkeit B_{Rk} für den schmaleren Flansch bestimmt werden.

(5) Für Momentenverteilungen $M_{y,Ed}$ und $M_{z,Ed}$ mit wechselndem Vorzeichen über die Trägerlänge, siehe Bild C.1 c), sollten die Gleichungen (C.1) und (C.2) für die beiden maximalen Werte von $M_{y,Ed}$ und $M_{z,Ed}$ berechnet werden. Die äquivalenten Momentenbeiwerte C_m dürfen mit den Gleichungen in Tabelle 8.9 bestimmt werden.

(6) Der zusätzliche Term für Wölbmomente darf in den Interaktionsgleichungen (C.1) und (C.2) vernachlässigt werden, unter der Voraussetzung, dass (C.6) gilt:

$$k_\alpha \frac{B_{Ed}}{B_{Rk}/\gamma_{M1}} \leq 0,07 \quad (C.6)$$

oder konservativ $\frac{B_{Ed}}{B_{Rk}/\gamma_{M1}} \leq 0,035$ (C.7)

(7) Zusätzlich sollten Querschnittsnachweise nach 8.2 geführt werden.

ANMERKUNG Als konservative Näherung kann die lineare plastische Interaktion nach Gleichung (C.8) für Querschnitte der Klasse 1 und 2 angewendet werden:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} + \frac{B_{Ed}}{B_{Rd}} \leq 1,0 \quad (C.8)$$

Dabei ist

$$B_{Rd} = \frac{W_{B,pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (C.9)$$

$W_{B,pl}$ das plastische Widerstandsmoment für den plastischen Widerstand des Wölbmoments, siehe 8.2.7(7).

(8) Für Querschnitte der Klasse 3 darf Anhang B berücksichtigt werden.

Anhang D
(normativ)**Kontinuierliche seitliche Abstützung von Trägern des Hochbaus****D.1 Anwendungs- und Gültigkeitsbereich**

(1)B In diesem Anhang sind Bedingungen für die Steifigkeit von Abstützungen von Trägern des Hochbaus angegeben. Zwei Fälle werden berücksichtigt: kontinuierliche seitliche Abstützung durch den Scheibeneffekt (siehe D.2) oder kontinuierliche Drehbehinderung (siehe D.3).

D.2 Kontinuierliche seitliche Stützung

(1)B Wenn im Hochbau trapezförmige Bleche nach EN 1993-1-3 an jeder Rippe mit dem Träger verbunden werden und die Bedingung (D.1) erfüllt wird, darf der Träger in der Ebene der Bleche als starr gelagert betrachtet werden.

$$S_v \geq \left(EI_w \frac{\pi^2}{L^2} + GI_T + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2} \quad (\text{D.1})$$

Dabei ist

- S_v die Schubsteifigkeit der Bleche (je Längeneinheit Trägerlänge) im Hinblick auf die Verformungen des Trägers in der Blechebene;
- I_w das Wölbflächenmoment des Trägers;
- I_T das Torsionsflächenmoment des Trägers;
- I_z das Flächenträgheitsmoment des Trägerquerschnitts um die schwache Querschnittssachse;
- L die Länge des Trägers;
- h die Höhe des Trägers.

Falls das Blech lediglich an jeder zweiten Rippe mit dem Träger verbunden ist, sollte S_v durch $0,20 S_v$ ersetzt werden.

(2)B Die Bedingung (D.1) darf auch für den Nachweis der Seitenstabilität von Trägerflanschen bei anderen Scheibenkonstruktionen verwendet werden, wenn die Verbindungen geeignet sind.

D.3 Kontinuierliche Drehbehinderung

(1)B Ein Träger darf als ausreichend gegen Verdrehung gestützt angesehen werden, wenn das folgende Kriterium (D.2) erfüllt wird:

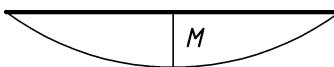
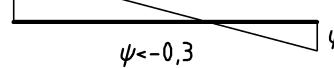
$$C_D > \frac{M_{pl,Rk}^2}{EI_z} K_\theta K_v \quad (\text{D.2})$$

Dabei ist

- C_D die Verdrehsteifigkeit (je Längeneinheit Trägerlänge), die durch das stabilisierende Bauteil (z. B. die Dachkonstruktion) und die Verbindung mit dem Träger wirksam ist;

- K_v = 0,35 für den elastischen Querschnittswiderstand;
- K_v = 1,00 für den plastischen Querschnittswiderstand;
- K_θ der Faktor zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs, abhängig von der Art der Verdrehbarkeit des drehbehinderten gestützten Trägers, dem Querschnitt und dem h/b -Verhältnis des Querschnitts, siehe Tabelle D.1;
- $M_{pl,Rk}$ der charakteristische Wert der plastischen Momententrägfähigkeit des Trägers.

Tabelle D.1 — Faktor K_θ zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs und der Art der Lagerung

Fall	Momentenverlauf	Querschnitt	Freie Drehachse		Gebundene Drehachse	
			$h/b \leq 2,0$	$h/b > 2,0$	$h/b \leq 2,0$	$h/b > 2,0$
1		Gewalzt	11,0	21,4	0	0
		Geschweißt	36,0	60,5	0	0
2		Gewalzt	8,8	15,5	0,073	0,16
		Geschweißt	29,9	51,7	0,23	0,63
3		Gewalzt	8,0	17,4	0,085	0,19
		Geschweißt	27,8	48,6	0,28	0,74
4		Gewalzt	3,2	7,7	0	0
		Geschweißt	9,7	19,3	0	0
5		Gewalzt	0,73	1,4	0,60	0,75
		Geschweißt	1,5	2,7	1,0	1,8
6		Gewalzt	0,44	0,77	0,35	0,49
		Geschweißt	0,87	1,5	0,56	0,99

(2)B Die Verdrehsteifigkeit durch das durchgehende Stabilisierungselement darf wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{1}{C_D} = \frac{1}{C_{D,C}} + \frac{1}{C_{D,B}} + \frac{1}{C_{D,A}} \quad (D.3)$$

Dabei ist

- $C_{D,C}$ die Verdrehsteifigkeit (je Längeneinheit Trägerlänge) des stabilisierenden Bauteils unter der Annahme einer steifen Verbindung mit dem Träger;
- $C_{D,B}$ die Verdrehsteifigkeit (je Längeneinheit Trägerlänge), die aus einer Analyse der Querschnittsverformungen des Trägers abgeleitet wird, wobei der Druckflansch ungestützt ist, der Druckflansch verbunden wird oder die Querschnittsverformungen vernachlässigt werden dürfen (z. B. bei üblichen Walzprofilen) $C_{D,B} = \infty$;
- $C_{D,A}$ die Verdrehsteifigkeit (je Längeneinheit Trägerlänge) der Verbindung zwischen dem Träger und dem stabilisierenden Bauteil;

ANMERKUNG B Weitere Informationen zur Bestimmung der Verdrehsteifigkeit, siehe EN 1993-1-3.

Anhang E
(informativ)**Grundlagen für die Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten****E.1 Zweck dieses informativen Anhangs**

(1) In diesem Anhang werden zu den Angaben in 8.1 zusätzliche Informationen zu den Grundlagen für die Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten γ_{Mi} für Gebäude gegeben. Die Inhalte dieses Anhangs sind nicht für die direkte Verwendung in der Bemessung vorgesehen.

ANMERKUNG Angaben zur Verwendung dieses informativen Anhangs können in dem Nationalen Anhang festlegt werden. Falls der Nationale Anhang keine Angaben enthält, gilt dieser Anhang nicht.

E.2 Anwendungs- und Gültigkeitsbereich

(1) In diesem informativen Anhang werden statistische Daten von Werkstoffeigenschaften und Maßparameter für die Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten γ_{Mi} für Gebäude gegeben.

E.3 Kalibrierung

(1) Die Werte der Teilsicherheitsbeiwerte für Bauwerke in 8.1 sind für einen Zuverlässigkeitssindex gleich 3,8 bei einem Bezugszeitraum von 50 Jahren mit variablen Beanspruchungen und Materialeigenschaften sowie Annahme des widerstandsseitigen Wichtungsfaktors zu $\alpha_R = 0,8$ kalibriert.

(2) Die Bemessungswerte des Widerstandes R_d in EN 1993-1-1 sind als Quotient des nominellen Widerstandes mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mi} definiert. Der nominelle Widerstand wird dabei mit den nominellen Werten für alle Basisvariablen bestimmt, siehe Gleichung E.1.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Mi}} = \frac{R(X_n)}{\gamma_{Mi}} \quad (\text{E.1})$$

(3) EN 1990:—⁵, Anhang D, „Versuchsgestützte Bemessung“, wird für die Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten γ_{Mi} für Bauwerke verwendet. Die angenommenen Streubänder (Mittelwerte, Variationskoeffizienten) für die Materialparameter und die geometrischen Parameter sind in Tabelle E.1 bzw. Tabelle E.2 dokumentiert. Für diejenigen geometrischen Parameter, die nicht explizit in Tabelle E.2 aufgelistet sind, wurde der Mittelwert entsprechend dem nominellen Wert und die Standardabweichung zur Hälfte des Intervalls zwischen dem nominellen Wert und der unteren Grenze des gültigen Toleranzbereichs entsprechend EN 1090-2 oder einer anderen gültigen Produktnorm angenommen.

⁵ In Vorbereitung. Aktueller Stand: prEN 1990:2020.

(4) Streubänder für Parameterwerte X aus der Produktion dürfen im Allgemeinen mit den Annahmen bei der Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} für Bauwerke übereinstimmend angesehen werden, sofern der charakteristische Wert X_k , als auch der Bemessungswert X_d aus der Produktionsstatistik, mit den Referenzwerten $X_{5\%}$ und $X_{0,12\%}$ in Tabelle E.1 und Tabelle E.2 übereinstimmen oder diese übertreffen. Die Werte X_k und X_d der Produktionsstatistik dürfen mit den Verfahren nach EN 1990:—⁵ Anhang D, bestimmt werden. Die beiden Werte entsprechen den Quantilen mit einer Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 5 % bzw. 0,12 %.

ANMERKUNG Die Werte in Tabelle E.1 und Tabelle E.2 sind repräsentativ für die aktuell auf dem Europäischen Markt verfügbaren Materialien und Produkte in Übereinstimmung mit den Europäischen Produktnormen.

Tabelle E.1 — Angenommene Streuung der Materialparameter

Parameter	Stahlgüte	Mittelwert X_m	Variations- koeffizient	Oberer Referenzwert $X_{5\%}$	Unterer Referenzwert $X_{0,12\%}$
Fließgrenze, f_y	S235, S275	$1,25 R_{eH,min}^a$	5,5 %	$1,14 R_{eH,min}^a$	$1,06 R_{eH,min}^a$
	S355, S420	$1,20 R_{eH,min}^a$	5,0 %	$1,11 R_{eH,min}^a$	$1,03 R_{eH,min}^a$
	S460	$1,15 R_{eH,min}^a$	4,5 %	$1,07 R_{eH,min}^a$	$1,00 R_{eH,min}^a$
	S460 und höher	$1,10 R_{eH,min}^a$	3,5 %	$1,04 R_{eH,min}^a$	$1,00 R_{eH,min}^a$
Zugfestigkeit, f_u	S235, S275	$1,20 R_{m,min}^a$	5,0 %	$1,11 R_{m,min}^a$	$1,03 R_{m,min}^a$
	S355, S420	$1,15 R_{m,min}^a$	4,0 %	$1,08 R_{m,min}^a$	$1,02 R_{m,min}^a$
	S460 und höher	$1,10 R_{m,min}^a$	3,5 %	$1,04 R_{m,min}^a$	$1,00 R_{m,min}^a$
Elastizitäts- modul, E	Alle Stahlgüten	$210\,000 \text{ N/mm}^2$	3,0 %	$200\,000 \text{ N/mm}^2$	$192\,000 \text{ N/mm}^2$

^a $R_{eH,min}$ und $R_{m,min}$ sind die untere Fließgrenze R_{eH} und der untere Grenzwert für die Zugfestigkeit R_m , entsprechend der gültigen Produktnorm, bspw. aus der Normenreihe EN 10025.

Tabelle E.2 — Angenommene Streuung der Querschnittsdimensionen

Dimensionstyp	Parameter	Mittelwert X_m	Variations- koeffizient	Oberer Referenzwert $X_{5 \%}$	Unterer Referenzwert $X_{0,12 \%}$
Äußere Querschnitts- abmessungen	Höhe h	$1,0 h_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,9 %	$0,98 h_{\text{nom}}^{\text{a}}$	$0,97 h_{\text{nom}}^{\text{a}}$
	Querschnittsbreite b	$1,0 b_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,9 %	$0,98 b_{\text{nom}}^{\text{a}}$	$0,97 b_{\text{nom}}^{\text{a}}$
	Außendurchmesser d von runden Hohlprofilen	$1,0 d_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,5 %	$0,99 d_{\text{nom}}^{\text{a}}$	$0,98 d_{\text{nom}}^{\text{a}}$
Dicke	Gewalzte und geschweißte I- und H-Querschnitte: Flanschdicke t_f	$0,98 t_{f,\text{nom}}^{\text{a}}$	2,5 %	$0,95 t_{f,\text{nom}}^{\text{a}}$	$0,91 t_{f,\text{nom}}^{\text{a}}$
	Gewalzte und geschweißte I- und H-Querschnitte: Stegdicke t_w	$1,0 t_{w,\text{nom}}^{\text{a}}$	2,5 %	$0,96 t_{w,\text{nom}}^{\text{a}}$	$0,93 t_{w,\text{nom}}^{\text{a}}$
	Warmgewalzte (nahtfrei) oder geschweißte Stahlbauhohlprofile (nach EN 10210): Wanddicke t	$0,99 t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	2,5 %	$0,95 t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	$0,92 t_{\text{nom}}^{\text{a}}$
	Kaltgeformte Profile aus Bandmaterial oder Blechen (nach EN 10219): Wanddicke t	$0,99 t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	2,5 %	$0,95 t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	$0,92 t_{\text{nom}}^{\text{a}}$
	Andere geschweißte Querschnitte aus dicken Stahlplatten: Blechdicke t	$0,99 t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	2,5 %	$0,95 t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	$0,92 t_{\text{nom}}^{\text{a}}$

^a Nominelle Abmessungen entsprechend der gültigen Produktnorm oder -spezifikation.

Literaturhinweise

In Empfehlungen enthaltene Verweisungen (d. h. durch „sollte“-Sätze)

Die folgenden Dokumente werden im Text in solcher Weise in Bezug genommen, dass einige Teile davon oder ihr gesamter Inhalt keine streng einzuhaltenden Anforderungen, sondern nachdrücklich empfohlene Entscheidungen oder Verfahrensweisen darstellen. In Abhängigkeit von nationalen Regeln und/oder relevanten Vertragsbestimmungen können alternative Normen verwendet/angenommen werden, wenn es technisch begründet ist. 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 1993 (alle Teile), *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*

EN 1998 (alle Teile), *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 10025 (alle Teile), *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen*

EN 10149 (alle Teile), *Warmgewalzte Flacherzeugnisse aus Stählen mit hoher Streckgrenze zum Kaltumformen*

EN 10164, *Stahlerzeugnisse mit verbesserten Verformungseigenschaften senkrecht zur Erzeugnisoberfläche — Technische Lieferbedingungen*

EN 10210-1, *Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen — Teil 1: Allgemeines*

EN 10210-2, *Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau — Teil 2: Grenzabmaße, Maße und statische Werte*

EN 10219-1, *Kaltgefertigte geschweißte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen — Teil 1: Technische Lieferbedingungen*

EN 10219-2, *Kaltgeformte geschweißte Hohlprofile für den Stahlbau — Teil 2: Grenzabmaße, Maße und statische Werte*

Verweisungen in Erlaubnis-Sätzen (d. h. durch „darf“-Sätze)

Die folgenden Dokumente werden im Text in solcher Weise in Bezug genommen, dass einige Teile davon oder ihr gesamter Inhalt keine zwingend zu befolgenden Anforderungen darstellen, sondern eine erlaubte Vorgehensweise innerhalb der Anwendungsgrenzen der Eurocodes beschreiben. 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 10365, *Warmgewalzter U-Profilstahl, I- und H-Träger — Maße und Masse*

Weitere Verweisungen

Die folgenden Dokumente sind keiner der vorstehenden Kategorien zugeordnet, aber sie werden zu informativen Zwecken im Dokument zitiert, z. B. in Anmerkungen.

EN ISO 1461, *Durch Feuerverzinken auf Stahl aufgebrachte Zinküberzüge (Stückverzinken) — Anforderungen und Prüfungen (ISO 1461)*

- Entwurf -

EN ISO 12944 (alle Teile), *Beschichtungsstoffe — Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme*

CEN/TS 1993-1-101⁶, *Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-101: Alternative interaction method for members in bending and compression*

CEN/TR 1993-1-103⁵, *Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-103: Elastic critical buckling of members*

⁶ In Vorbereitung.

- Entwurf -

EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

DRAFT
prEN 1993-1-1

September 2020

ICS 91.010.30; 91.080.13

Will supersede EN 1993-1-1:2005

English Version

**Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General
rules and rules for buildings**

Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-1 :
Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von
Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln
und Regeln 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, Turkey 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

	Page
European foreword.....	5
Introduction	6
1 Scope	9
1.1 Scope of EN 1993-1-1	9
1.2 Assumptions.....	9
2 Normative references.....	9
3 Terms, definitions and symbols.....	9
3.1 Terms and definitions	9
3.2 Symbols and abbreviations	11
3.2.1 Latin upper-case symbols	11
3.2.2 Latin lower-case symbols.....	15
3.2.3 Greek upper-case symbols.....	18
3.2.4 Greek lower-case symbols	18
3.3 Conventions for member axes.....	20
4 Basis of design	23
4.1 General rules.....	23
4.1.1 Basic requirements	23
4.1.2 Structural reliability	23
4.1.3 Robustness.....	23
4.1.4 Design service life for buildings.....	23
4.1.5 Durability.....	23
4.2 Principles of limit state design.....	24
4.3 Basic variables	24
4.3.1 Actions and environmental influences.....	24
4.3.2 Material and product properties and geometrical data.....	24
4.4 Verification by the partial factor method.....	24
4.4.1 Design values of actions.....	24
4.4.2 Design values of material properties.....	24
4.4.3 Design values of geometrical data	25
4.4.4 Tolerances	25
4.4.5 Design resistances	26
4.5 Design assisted by testing.....	26
5 Materials.....	26
5.1 General.....	26
5.2 Structural steel.....	27
5.2.1 Material properties	27
5.2.2 Ductility requirements.....	28
5.2.3 Fracture toughness.....	29
5.2.4 Through-thickness properties	29
5.2.5 Values of other material properties	30
5.3 Connecting devices	30
5.3.1 Fasteners	30
5.3.2 Welding consumables.....	30
5.4 Other prefabricated products in buildings.....	30
6 Durability.....	30

7	Structural analysis	31
7.1	Structural modelling for analysis	31
7.1.1	Basic assumptions	31
7.1.2	Joint modelling	31
7.2	Global analysis	31
7.2.1	Consideration of second order effects	31
7.2.2	Methods of analysis for ultimate limit state design checks.....	34
7.3	Imperfections.....	38
7.3.1	Basis.....	38
7.3.2	Sway imperfections for global analysis of frames	39
7.3.3	Equivalent bow imperfection for global and member analysis	40
7.3.4	Combination of sway and equivalent bow imperfections for global analysis of frames	42
7.3.5	Imperfections for analysis of bracing systems.....	42
7.3.6	Imperfection based on elastic critical buckling modes	45
7.4	Methods of analysis considering material non-linearities.....	47
7.4.1	General	47
7.4.2	Elastic global analysis	47
7.4.3	Plastic global analysis	47
7.5	Classification of cross-sections	49
7.5.1	Basis.....	49
7.5.2	Classification	49
7.6	Cross-section requirements for plastic global analysis.....	50
8	Ultimate limit states	54
8.1	Partial factors.....	54
8.2	Resistance of cross-sections	54
8.2.1	General	54
8.2.2	Section properties	56
8.2.3	Tension.....	59
8.2.4	Compression.....	60
8.2.5	Bending	61
8.2.6	Shear.....	61
8.2.7	Torsion	64
8.2.8	Combined bending and shear.....	66
8.2.9	Combined bending and axial force	67
8.2.10	Combined bending, shear and axial force	71
8.2.11	Resistance to transverse forces.....	71
8.3	Buckling resistance of members	74
8.3.1	Uniform members in compression.....	74
8.3.2	Uniform members in bending	80
8.3.3	Uniform members in bending and axial compression	85
8.3.4	General method for lateral and lateral torsional buckling of structural components.....	89
8.3.5	Lateral torsional buckling of members with plastic hinges in buildings	91
8.4	Uniform built-up compression members	93
8.4.1	Assumptions and constructional details	93
8.4.2	Design forces for components.....	95
8.4.3	Resistance of components of laced compression members.....	96
8.4.4	Resistance of components of battened compression members.....	97
8.4.5	Closely spaced built-up members.....	99
9	Serviceability limit states	100
9.1	General	100
9.2	Deformations and dynamic effects for buildings.....	100
10	Fatigue	100

Annex A (normative) Selection of Execution Class.....	102
A.1 Use of this Annex	102
A.2 Scope and field of application.....	102
A.3 Execution Class.....	102
A.4 Selection process.....	102
A.5 Execution class and partial factors	103
Annex B (normative) Design of semi-compact sections	104
B.1 Scope and field of application.....	104
B.2 Elasto-plastic section modulus.....	104
B.3 Resistance of cross-sections.....	105
B.4 Buckling resistance of members	106
Annex C (normative) Additional rules for uniform members with mono-symmetric cross-sections and for members in bending, axial compression and torsion	107
C.1 Additional rules for uniform members with mono-symmetric cross-section	107
C.2 Additional rules for uniform members in bending, axial compression and torsion	108
Annex D (normative) Continuous restraint of beams in buildings	111
D.1 Scope and field of application.....	111
D.2 Continuous lateral restraints.....	111
D.3 Continuous torsional restraints.....	112
Annex E (informative) Basis for the calibration of partial factors	114
E.1 Use of this informative annex	114
E.2 Scope and field of application.....	114
E.3 Calibration	114
Bibliography.....	117

European foreword

This document (prEN 1993-1-1:2020) has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Codes", the secretariat of which is held by BSI. CEN/TC 250 is responsible for all Structural Eurocodes and has been assigned responsibility for structural and geotechnical design matters by CEN.

This document is currently submitted to the CEN Enquiry.

This document will supersede EN 1993-1-1:2005 and its amendments and corrigenda.

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.

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

0.2 Introduction to EN 1993 (all parts)

EN 1993 (all parts) applies to the design of buildings and civil engineering works in steel. It complies with the principles and requirements for the safety and serviceability of structures, the basis of their design and verification that are given in EN 1990 – Basis of structural design.

EN 1993 (all parts) is concerned only with requirements for resistance, serviceability, durability and fire resistance of steel structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not covered.

EN 1993 is subdivided in various parts:

EN 1993-1, *Design of Steel Structures — Part 1: General rules and rules for buildings;*

EN 1993-2, *Design of Steel Structures — Part 2: Steel bridges;*

EN 1993-3, *Design of Steel Structures — Part 3: Towers, masts and chimneys;*

EN 1993-4, *Design of Steel Structures — Part 4: Silos and tanks;*

EN 1993-5, *Design of Steel Structures — Part 5: Piling;*

EN 1993-6, *Design of Steel Structures — Part 6: Crane supporting structures;*

EN 1993-7, *Design of steel structures — Part 7: Design of sandwich panels.*

EN 1993-1 in itself does not exist as a physical document, but comprises the following 14 separate parts, the basic part being EN 1993-1-1:

EN 1993-1-1, *Design of Steel Structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings;*

EN 1993-1-2, *Design of Steel Structures — Part 1-2: Structural fire design;*

EN 1993-1-3, *Design of Steel Structures — Part 1-3: Cold-formed members and sheeting;*

NOTE Cold formed hollow sections supplied according to EN 10219 are covered in EN 1993-1-1.

EN 1993-1-4, *Design of Steel Structures — Part 1-4: Stainless steels;*

EN 1993-1-5, *Design of Steel Structures — Part 1-5: Plated structural elements;*

EN 1993-1-6, *Design of Steel Structures — Part 1-6: Strength and stability of shell structures;*

EN 1993-1-7, *Design of Steel Structures — Part 1-7: Strength and stability of planar plated structures transversely loaded;*

EN 1993-1-8, *Design of Steel Structures — Part 1-8: Design of joints;*

EN 1993-1-9, *Design of Steel Structures — Part 1-9: Fatigue strength of steel structures;*

EN 1993-1-10, *Design of Steel Structures — Part 1-10: Selection of steel for fracture toughness and through-thickness properties;*

EN 1993-1-11, *Design of Steel Structures — Part 1-11: Design of structures with tension components made of steel;*

EN 1993-1-12, *Design of Steel Structures — Part 1-12: Additional rules for steel grades up to S960;*

EN 1993-1-13, *Design of Steel Structures — Part 1-13: Beams with large web openings;*

EN 1993-1-14, *Design of Steel Structures — Part 1-14: Design assisted by finite element analysis.*

All subsequent parts EN 1993-1-2 to EN 1993-1-14 treat general topics that are independent from the structural type such as structural fire design, cold-formed members and sheeting, stainless steels, plated structural elements, etc.

All subsequent parts numbered EN 1993-2 to EN 1993-7 treat topics relevant for a specific structural type such as steel bridges, towers, masts and chimneys, silos and tanks, piling, crane supporting structures, etc. EN 1993-2 to EN 1993-7 refer to the generic rules in EN 1993-1 and supplement, modify or supersede them.

0.3 Introduction to EN 1993-1-1

EN 1993-1-1 gives general design rules for steel structures. It also includes supplementary design rules for steel buildings. The focus in EN 1993-1-1 is on design methods and design rules for individual members (beams, columns and beam-columns) and skeletal structures (frames) regarding resistance and stability.

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 1993-1-1

National choice is allowed in this standard where explicitly stated within notes. National choice includes the selection of values for Nationally Determined Parameters (NDPs).

- Entwurf -

The national standard implementing EN 1993-1-1 can have a National Annex containing all national choices to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the relevant country.

When no national choice is given, the default choice given in this standard is to be used.

When no national choice is made and no default is given in this standard, 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 1993-1-1 through the following clauses:

- 4.4.3 (2)
- 5.1 (2)
- 5.2.1 (1)
- 5.2.2 (1)
- 5.2.3 (1)P
- 7.2.1 (4)
- 7.2.2 (9)
- 7.3.3.1 (2)
- 7.3.3.2 (1)
- 7.4.1(3)
- 8.1 (1)
- 8.3.2.3 (1)
- 8.3.2.4 (1)B
- 8.3.2.4 (3)B
- 8.3.3 (2)
- 8.3.4 (1)
- 9.2 (2)B
- A.3 (2)
- A.3 (3)
- A.3 (4)

National choice is allowed in EN 1993-1-1 on the application of the following informative annexes:

- Annex E (informative) – Basis for the calibration of partial factors

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 1993-1-1

- (1) EN 1993-1-1 gives basic design rules for steel structures.
- (2) It also gives supplementary provisions for the structural design of steel buildings. These supplementary provisions are indicated by the letter "B" after the paragraph number, thus ()B.

1.2 Assumptions

- (1) The assumptions of EN 1990 apply to EN 1993-1-1.
- (2) EN 1993 is intended to be used in conjunction with EN 1990, EN 1991 (all parts), the parts of EN 1992 to EN 1999 where steel structures or steel components are referred to within those documents, EN 1090-2, EN 1090-4 and ENs, EADs and ETAs for construction products relevant to steel 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. through 'should' clauses) and permissions (i.e. through 'may' clauses).

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 1990:—¹⁾, *Eurocode — Basis of structural and geotechnical design*

EN 1991 (all parts), *Eurocode 1 — Actions on structures*

3 Terms, definitions and symbols

3.1 Terms and definitions

For the purposes of this document, the terms and definitions given in EN 1990 and the following apply.

3.1.1

frame

whole or a portion of a structure, comprising an assembly of directly connected structural elements, designed to act together to resist load

Note 1 to entry: This term refers to both moment-resisting frames and triangulated frames; it covers both plane frames and three-dimensional frames.

1) Under preparation. Current stage: prEN 1990:2020.

3.1.2**sub-frame**

frame that forms part of a larger frame, but is treated as an isolated frame in a structural analysis

3.1.3**semi-continuous framing**

framing in which the structural properties of the members and joints need explicit consideration in the global analysis

3.1.4**continuous framing**

framing in which only the structural properties of the members need to be considered in the global analysis

3.1.5**simple framing**

framing in which the joints are not designed to resist moments

3.1.6**system length**

distance in a given plane between two adjacent points at which a member is braced against lateral displacement in this plane, or between one such point and the end of the member

3.1.7**buckling length**

system length of an otherwise similar member with pinned ends, which has the same critical buckling load as a given member or segment of member

3.1.8**equivalent member**

simply supported single span member of uniform cross-section with constant compressive axial force used for buckling verification

Note 1 to entry: Its length, cross-section and axial force are equal to the appropriate buckling length, cross-section and axial force at the investigated position in the structure.

3.1.9**shear lag effect**

non-uniform stress distribution in wide flanges due to shear deformation

3.1.10**capacity design**

design method for achieving the plastic deformation capacity of a member by providing additional strength in its connections and in other parts connected to it

3.1.11**uniform built-up member**

built-up member made of parallel chords with nominally constant cross-section along their whole length, connected by regularly spaced lacings or battens

3.1.12**uniform member**

member with a nominally constant cross-section along its whole length

3.2 Symbols and abbreviations

For the purposes of this document, the following symbols apply.

3.2.1 Latin upper-case symbols

A	cross-sectional area
A_c	area of the equivalent compression flange
A_{ch}	cross-sectional area of one chord of a built-up column
A_d	cross-sectional area of one diagonal of a built-up column
A_{eff}	effective area of a cross-section
A_f	area of one flange
A_i	cross-sectional area for the calculation of the characteristic resistance to an axial force
A_{net}	net area of a cross-section
A_p	cross-sectional area of one post (or transverse element) of a built-up column
A_t	area of the tension flange
$A_{t,net}$	net area of the tension flange
A_v	shear area
A_w	area of a web
A_0	original cross-sectional area
B_{Ed}	design value of the bimoment
B_{Rd}	design value of the bimoment resistance
B_{Rk}	characteristic value of the bimoment resistance
C_D	rotational stiffness provided by stabilizing continuum and connections
$C_{D,A}$	rotational stiffness of the connection between the beam and the stabilizing continuum
$C_{D,B}$	rotational stiffness deduced from an analysis of the distortional deformations of the beam cross sections
$C_{D,C}$	rotational stiffness provided by the stabilizing continuum to the beam assuming a stiff connection to the member
C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}	equivalent uniform moment factors
E	modulus of elasticity
$EI \eta''_{cr,m} $	absolute value of the bending moment due to $\eta_{cr,m}$ at the critical cross-section m
$F_{cr,ns}$	minimum elastic critical flexural buckling load for either the in-plane or out-of-plane member (non-sway) buckling mode
$F_{cr,sw}$	elastic critical in-plane flexural buckling load for a global (sway) buckling mode
F_d	design value of the load on the structure

$F_{z,Ed}$	design value of transverse force
$F_{z,Rd}$	design value of the resistance to transverse force
G	shear modulus
G_k	characteristic value of the effect of permanent actions
H	height of the structure
H_{Ed}	total design horizontal load
H_f	fictitious horizontal load
H_{st}	storey height
I	moment of inertia
I_b	in-plane moment of inertia of a batten
I_{ch}	in-plane moment of inertia of a chord
I_{eff}	effective moment of inertia of a built-up member
I_T	torsion constant
I_w	warping constant
I_y, I_z	moment of inertia about y-y axis and z-z axis, respectively
$I_{z,fl}$	moment of inertia about z-z axis of two flanges
I_1	equivalent moment of inertia of a battened built-up member
K_{st}	lateral rigidity of a storey
K_v	factor for considering the type of verification in evaluating torsional restraints
K_θ	factor for considering the moment distribution in evaluating torsional restraints
L	length (member length, span length, etc.)
L_c	length between two consecutive lateral restraints
L_{ch}	buckling length of chord in a built-up member
L_{cr}	buckling length
L_d	length of a diagonal in a built-up member
L_{st}	stable length of segment
L_y	effective length for the resistance to transverse force
$M_{b,Rd}$	design value of the buckling resistance of a member in bending
$M_{B,V,Rd}$	design value of the reduced resistance to bending moment making allowance for the presence of shear force and bimoment
$M_{c,B,Rd}$	design value of the reduced resistance to bending moment making allowance for the presence of bimoment
M_{cr}	elastic critical moment for lateral torsional buckling

$M_{c,Rd}$	design value of the resistance to bending moment about one principal axis of a cross-section
M_{Ed}	design bending moment
M_{Ed}^I	design value of the maximum first order moment in the middle of a built-up member
$M_{el,Rd}$	design value of the elastic moment resistance
$M_{ep,Rd}$	design value of the elasto-plastic bending moment resistance
M_h	hogging moment at member ends
$M_{N,ep,Rd}$	design value of the elasto-plastic bending moment resistance making allowance for the presence of axial force
$M_{N,Rd}$	sign value of the reduced resistance to bending moment making allowance for the presence of axial force
$M_{pl,Rd}$	design value of the plastic moment resistance
M_{Rk}	characteristic value of the resistance to bending moment
$M_{Rk,m}$	characteristic value of the moment resistance of the critical cross-section m
$M_{V,Rd}$	design value of the reduced plastic resistance to bending moment making allowance for the presence of shear force
$M_{y,Ed}$	design value of the bending moment about y-y axis
$M_{y,Rd}$	design value of the resistance to bending moment about y-y axis
$M_{y,Rk}$	characteristic value of the resistance to bending moment about y-y axis
$M_{z,Ed}$	design value of the bending moment about z-z axis
$M_{z,Rd}$	design value of the resistance to bending moment about z-z axis
$M_{z,Rk}$	characteristic value of the resistance to bending moment about z-z axis
M_0	sagging moment at mid-span of a member
N	number of stress cycles during the design service life
$N_{b,Rd}$	design value of the buckling resistance of a member in compression
$N_{c,Rd}$	design value of the resistance to axial force of the cross-section for uniform
$N_{ch,Ed}$	design value of the axial force in a chord, in the middle of a built-up member
N_{cr}	elastic critical axial force for the relevant buckling mode based on the gross cross-sectional properties
$N_{cr,c,z}$	elastic critical axial force for flexural buckling of the equivalent compression flange
$N_{cr,m}$	elastic critical axial force in the cross-section m
$N_{cr,T}$	elastic critical axial force for torsional buckling
$N_{cr,TF}$	elastic critical axial force for torsional-flexural buckling
$N_{cr,V}$	effective critical axial force of a built-up member including the effect of its shear stiffness

$N_{\text{cr},y}$, $N_{\text{cr},z}$	elastic critical axial force for flexural buckling about y-y axis and z-z axis, respectively
N_{Ed}	design value of the compression axial force
$N_{\text{Ed,m}}$	design value of the compression axial force at a section m
$N_{\text{f,Ed}}$	design axial force in the compressed flange of a stabilized member at a plastic hinge location
$N_{\text{net,Rd}}$	design value of the plastic resistance to axial force of the net cross-section
$N_{\text{pl,Rd}}$	design value of the plastic resistance to axial force of the gross cross-section
N_{Rd}	design value of the resistance to axial force
N_{Rk}	characteristic value of the resistance to axial force
$N_{\text{Rk,m}}$	characteristic value of the resistance to axial force at the cross-section m
$N_{\text{t,Rd}}$	design value of the resistance to tension axial force
$N_{\text{u,Rd}}$	design value of the ultimate resistance to axial force of the net cross-section at holes for fasteners
P_k	characteristic value of the effect of pre-stressing imposed during erection
Q_m	local force applied at each stabilized member at the plastic hinge locations
R_{eH}	yield strength taken from the relevant product standard
R_d	design value of resistance
R_k	characteristic value of resistance
R_m	ultimate strength taken from the relevant product standard
S	first moment of area
S_v	shear stiffness of a built-up member from the lacing or battened panel
S_{v}	shear stiffness provided by sheeting
T_{Ed}	design value of total internal torsional moment
$T_{\text{t,Ed}}$	design value of internal St. Venant torsional moment
T_{Rd}	design value of the resistance to torsional moment
$T_{\text{w,Ed}}$	design value of internal warping torsional moment
$V_{\text{c,Rd}}$	design value of the resistance to shear force
V_{Ed}	design value of the shear force
V_{Ed}^I	design value of the first order shear force in a built-up member
$V_{\text{pl,Rd}}$	design value of the plastic resistance to shear force
$V_{\text{pl,T,Rd}}$	design value of the reduced plastic shear resistance making allowance for the presence of a torsional moment
$W_{\text{B,pl}}$	plastic section modulus for the plastic resistance to bimoment

W_{eff}	effective section modulus
$W_{\text{eff,min}}$	minimum effective section modulus
W_{el}	elastic section modulus
$W_{\text{el,min}}$	minimum elastic section modulus
$W_{\text{el,y}}, W_{\text{el,z}}$	elastic section modulus for bending about y-y axis and z-z axis, respectively
W_{ep}	elasto-plastic section modulus for Class 3 section
$W_{\text{ep,y}}, W_{\text{ep,z}}$	elasto-plastic section modulus for bending about y-y axis and z-z axis, respectively
W_{pl}	plastic section modulus
$W_{\text{pl,y}}, W_{\text{pl,z}}$	plastic section modulus for bending about y-y axis and z-z axis, respectively
X_d	design value of a basic variable
X_k	characteristic value of a basic variable
$X_{k,i}$	characteristic value of material property
$X_{k,\text{th}}$	target characteristic value of a basic variable
X_m	mean value of a basic variable
X_n	nominal value of a basic variable
X_{rep}	representative value of material properties
$X_{5\%}$	upper reference value
$X_{0,12\%}$	lower reference value
Z_{Ed}	required design Z-value resulting from the magnitude of strains from restrained metal shrinkage under the weld beads
Z_{Rd}	available design Z-value

3.2.2 Latin lower-case symbols

a	ratio of web area to gross section area
a_d	design value of geometrical parameters
a_f	ratio of section area of the smaller sides to gross section area for rectangular hollow sections
a_w	ratio of section area of the larger sides to gross section area for rectangular hollow sections
b	width of a cross-section
c	width or depth of a part of a cross-section
d	external diameter of a circular hollow section
d_{ch}	distance along a chord of a built-up member between two consecutive lacings or battens
d_e	equivalent diameter for circular and elliptical hollow sections
d_w	web depth between fillets or weld toes

d_z	distance of intermediate lateral supports from the shear centre of the cross-section
d_0	diameter of bolt hole
e_N	shift of the centroid of the effective area A_{eff} relative to the centroid of the gross cross-section
$e_{N,y}$	shift of the centroid of the effective area A_{eff} relative to the centroid of the gross cross-section, resulting in a bending moment about y-y axis
$e_{N,z}$	shift of the centroid of the effective area A_{eff} relative to the centroid of the gross cross-section, resulting in a bending moment about z-z axis
e_0	equivalent bow imperfection
$e_{0,LT}$	equivalent bow imperfection for lateral torsional buckling
$e_{0,m}$	equivalent bow imperfection at the critical cross-section m
f_m	factor that accounts for the effect of the bending moment distribution between discrete lateral restraints
f_y	yield strength
$f_{y,red}$	reduced yield strength
f_u	ultimate strength
h	depth of a cross-section
h_w	depth of a web
h_0	distance of centrelines of chords of a built-up column
i	radius of gyration about the relevant axis, determined using the properties of the gross cross-section
i_{\min}	minimum radius of gyration of single angles
i_y, i_z	radius of gyration for bending about y-y axis and z-z axis respectively
i_p	polar radius of gyration
i_0	minimum radius of gyration of the cross-section of a star-battened built-up member
k	correction factor for ultimate resistance of the net cross-section
k_σ	plate buckling factor
k_c	correction factor for moment distribution
k_{ij}	interaction factors (generic symbol for k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} and k_{zz})
k_{sw}	amplification factor for taking into account second order sway effects due to vertical loads
k_w	interaction factor for uniform members in bending, axial compression and torsion covering the effect of bi-moment
k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}	interaction factors for uniform members in bending and axial compression
k_{zz}	
k_{zw}	interaction factor for uniform members in bending, axial compression and torsion covering the effect of bending moment about z-z

k_α	interaction factor for uniform members in bending, axial compression and torsion covering the effect of bending moment about y-y
k_σ	plate buckling factor
k_0	limiting value for $\alpha_{\text{cr,ns}}$
m	number of columns in a row or members to be restrained
n	ratio of design axial force to design plastic resistance to axial force of the gross cross-section
n_p	number of planes of lacing or batten
n_y	ratio of design axial force to design value of the buckling resistance of a member in compression for buckling about y-y axis
n_z	ratio of design axial force to design value of the buckling resistance of a member in compression for buckling about z-z axis
n_1	number of holes extending in any diagonal or zig-zag line progressively across the member or part of the member
n_2	number of holes in a section where the holes are not staggered.
p	spacing of the centres of two consecutive holes measured along the centre of thickness of the material in an angle
p_2	spacing of the centres of the same two holes measured perpendicular to the member axis
q_d	equivalent design load per unit length
r	radius of root fillet
r_1	radius of root fillet
r_2	toe radius
s	staggered pitch, the spacing of the centres of two consecutive holes measured parallel to the member axis
s_s	length of stiff bearing
t	thickness
t_{cor}	core thickness
t_d	design thickness
t_f	flange thickness
t_{mc}	thickness of metallic coating
t_{nom}	nominal sheet thickness
tol	minimum tolerance on thickness
t_w	web thickness

3.2.3 Greek upper-case symbols

ΔA_{net}	section area to be deducted for a section to take into account the holes
Δf	horizontal displacement at the top of the storey due to H_f relative to the bottom of the storey
ΔM_{Ed}	additional moment from shift of the centroid of the effective area A_{eff} relative to the centroid of the gross cross-section
$\Delta M_{y,\text{Ed}}$	moment about y-y axis due to the shift of the centroid
$\Delta M_{z,\text{Ed}}$	moment about z-z axis due to the shift of the centroid
Φ	value to determine the reduction factor χ for flexural buckling
Φ_{LT}	value to determine the reduction factor χ_{LT} for lateral torsional buckling

3.2.4 Greek lower-case symbols

α	imperfection factor
α_c	portion of a part of a cross-section in compression
α_{cr}	minimum force amplifier
$\alpha_{\text{cr,ns}}$	factor by which the design loads would have to be increased to cause elastic instability in the in-plane or out-of-plane member (non-sway) buckling mode
$\alpha_{\text{cr,op}}$	minimum amplifier for the in-plane design loads to reach the elastic critical buckling load with regard to lateral or lateral torsional buckling
$\alpha_{\text{cr,sw}}$	factor by which the design loads would have to be increased to cause elastic instability in a global, in-plane (sway) mode
α_h	factor describing the moment diagram; h = hogging
α_H	reduction factor for height H applicable to columns
α_{LT}	imperfection factor for lateral torsional buckling
α_m	reduction factor for the number of columns in a row or members to be restrained
α_R	resistance-side weighting factor for calibration of partial factors
α_{Rk}	minimum force amplifier for the axial force configuration in members to reach the characteristic resistance of the most axially stressed cross-section without taking buckling into account
α_s	factor describing the moment diagram; s = sagging
α_T	coefficient of linear thermal expansion
α_{TF}	imperfection factor for torsional-flexural buckling
$\alpha_{\text{ult,k}}$	minimum load amplifier of the design loads to reach the characteristic resistance of the most critical cross-section
α_y	parameter introducing the effect of biaxial bending
α_z	parameter introducing the effect of biaxial bending
β	reference relative bow imperfection

β_c	modification factor of equivalent compression flange
$\beta_{ep,y}, \beta_{ep,z}$	interpolation factor for bending about y-y axis and z-z axis, respectively
β_{LT}	reference relative bow imperfection for lateral torsional buckling
γ_{Mi}	partial factor (generic symbol)
γ_{M0}	partial factor for resistance of cross-sections
γ_{M1}	partial factor for resistance of members to instability assessed by member checks
γ_{M2}	partial factor for resistance of cross-sections in tension to fracture
γ_R	partial factor for the particular resistance
δ_q	in-plane deflection of a bracing system
ε	material parameter depending on f_y
ε_t	tensile strain
η	factor for shear area
$\eta_{cr}(x)$	shape of the relevant (first or higher) elastic critical buckling mode
η_i	conversion factor
$\eta_{init}(x)$	shape of the equivalent geometrical imperfection
θ	angle between axes of chord and lacing
$\bar{\lambda}$	relative slenderness
$\bar{\lambda}_{c,z}$	relative slenderness of the equivalent compression flange
$\bar{\lambda}_{c,z,mod}$	modified relative slenderness of the equivalent compression flange
$\bar{\lambda}_m$	relative slenderness related to the section m
$\bar{\lambda}_{LT}$	relative slenderness for lateral torsional buckling
$\bar{\lambda}_{LT,lim}$	limit of relative slenderness for susceptibility to lateral torsional buckling
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	plateau length of the lateral torsional buckling curves for rolled and welded sections
$\bar{\lambda}_{op}$	global relative slenderness of a structural component for out-of-plane buckling
$\bar{\lambda}_T$	relative slenderness for torsional buckling
$\bar{\lambda}_{TF}$	relative slenderness for torsional-flexural buckling
λ_1	reference slenderness to determine the relative slenderness
μ	efficiency factor in built-up members
ν	Poisson's ratio in elastic range
ρ	reduction factor to determine the design value of the reduced plastic resistance to bending moment making allowance for the presence of shear forces

σ	stress
$\sigma_{\text{com},\text{Ed}}$	maximum design value of compressive longitudinal stress
$\sigma_{\text{eq},\text{Ed}}$	design value of equivalent longitudinal stress
$\sigma_{\text{w},\text{Ed}}$	design value of the longitudinal stress due to bimoment B_{Ed}
$\sigma_{\text{x},\text{Ed}}$	design value of the longitudinal stress
$\sigma_{\text{z},\text{Ed}}$	design value of the transverse stress
τ_{Ed}	design value of the shear stress
$\tau_{\text{t},\text{Ed}}$	design value of the shear stress due to St. Venant torsion
$\tau_{\text{w},\text{Ed}}$	design value of the shear stress due to warping torsion
ϕ	initial sway imperfection
ϕ_0	basic value for initial sway imperfection
χ	reduction factor for relevant buckling mode
χ_{LT}	reduction factor for lateral torsional buckling
χ_m	reduction factor for relevant buckling mode depending on the relative slenderness $\bar{\lambda}_m$
χ_{op}	reduction factor for the relative slenderness $\bar{\lambda}_{\text{op}}$
χ_T	reduction factor due to torsional buckling
χ_{TF}	reduction factor due to torsional-flexural buckling
χ_y	reduction factor due to flexural buckling about y-y axis
χ_z	reduction factor due to flexural buckling about z-z axis
ψ	ratio of end moments in a segment of beam, or stress ratio

3.3 Conventions for member axes

(1) The convention for member axes is:

x-x – along the member

y-y – axis of the cross-section

z-z – axis of the cross-section

(2) For steel members, the conventions used for cross-section axes are:

— generally:

y-y – cross-section axis parallel to the flanges

z-z – cross-section axis perpendicular to the flanges

— for angle sections:

y-y – cross-section axis parallel to the smaller leg

z-z – cross-section axis perpendicular to the smaller leg

— where necessary:

u-u – major principal axis (where this does not coincide with the y-y axis)

v-v – minor principal axis (where this does not coincide with the z-z axis)

(3) The symbols used for dimensions and axes of rolled steel sections are indicated in Figure 3.1.

(4) The convention for subscripts indicating the axes for moments is: "Use the axis about which the moment acts."

NOTE All rules in EN 1993 relate to principal axis properties, which are generally defined by the axes y-y and z-z but for sections such as angles are defined by the axes u-u and v-v.

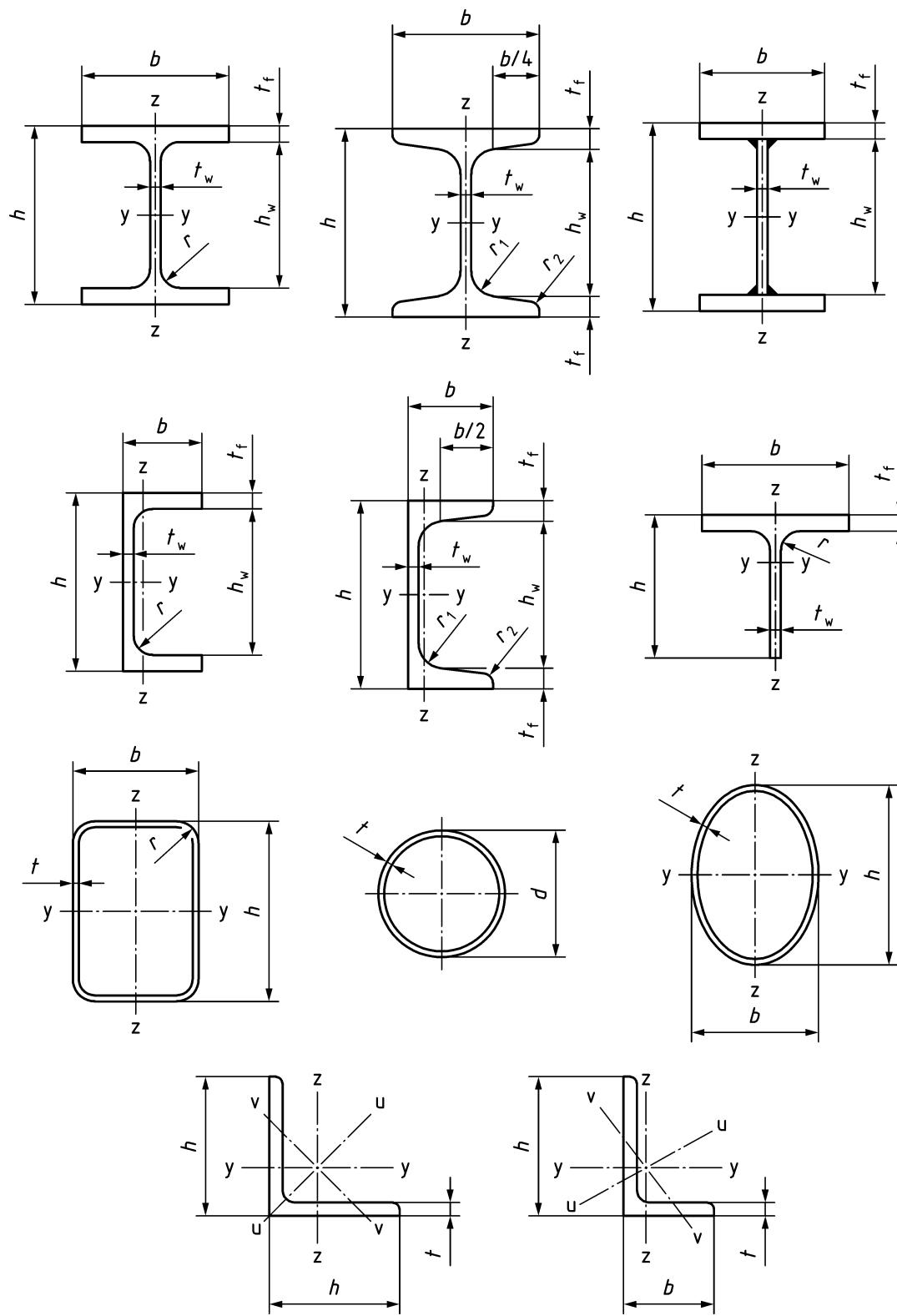
- Entwurf -

Figure 3.1 — Dimensions and axes of sections

4 Basis of design

4.1 General rules

4.1.1 Basic requirements

(1)P The design of steel structures shall be in accordance with the general rules given in EN 1990 and the specific design provisions for steel structures given in this Part 1-1 of EN 1993.

(2)P Steel structures designed according to EN 1993 shall be executed according to EN 1090-2 and/or EN 1090-4.

4.1.2 Structural reliability

(1)P To obtain the reliability of the completed works required according to EN 1990, an appropriate execution class shall be selected in accordance with Annex A for steel structures executed to EN 1090-2 and EN 1090-4.

(2) If different levels of reliability are required, they should be achieved by an appropriate choice of quality management measures in design and execution according to EN 1990, EN 1090-2 and EN 1090-4.

4.1.3 Robustness

(1) The provisions on robustness given in EN 1990 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.

4.1.4 Design service life for buildings

(1)P,B For the specification of the intended design service life of a permanent building, the provisions given in EN 1990 shall be followed.

(2)B For structural elements that cannot be designed for the total design life of the building (e.g. components that need to be replaceable such as bearings), see Clause 6(5)B.

4.1.5 Durability

(1)P Depending upon the type of action affecting the design service life (see EN 1990), steel structures shall be:

- designed for the effects of corrosion by means of:
 - suitable surface protection (see EN ISO 12944, EN ISO 1461)
 - the use of weathering steel (see EN 10025-5)
 - the use of stainless steel (see EN 1993-1-4)
- designed for the effects of fatigue (see Clause 10 and EN 1993-1-9)
- designed for wearing effects
- designed for accidental actions (see EN 1991-1-7)
- inspected and maintained.

(2)P For further consideration of durability, Clause 6 shall be followed.

4.2 Principles of limit state design

(1)P For steel structures, the ultimate limit state and serviceability limit state shall be considered for all aspects of the structure.

(2)P For steel structures, 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)P The characteristic values of actions for the design of steel 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) Where the effects of predicted absolute and differential settlements need to be considered, estimates of imposed deformations should be taken into account.

(4) The effects of uneven settlements, imposed deformations and forms of prestressing imposed during erection should be taken into account using the nominal value of the effect of prestressing P_k as permanent actions and grouping them with other permanent actions G_k to form a single action ($G_k + P_k$).

(5) Fatigue actions not defined in EN 1991(all parts) should be determined in accordance with EN 1993-1-9.

4.3.2 Material and product properties and geometrical data

(1) The material properties for steels and other construction products and the geometrical data to be used for design should be those specified in the relevant EN and EN ISO product standards, or according to a transparent and reproducible assessment that complies with all the requirements of a European Assessment Document (EAD) or European Technical Approval (ETA), unless otherwise indicated in EN 1993-1-1, see Clause 5.

(2) The nominal values of material properties should be adopted as characteristic values in design calculations.

(3) For structural analysis and design, the nominal values of dimensions may be used.

4.4 Verification by the partial factor method

4.4.1 Design values of actions

(1)P For the design of steel structures, combination of actions and partial factors of actions shall be derived from EN 1990:—²⁾, Annex A.

4.4.2 Design values of material properties

(1)P For the design of steel structures, the design value for a material property shall be obtained by dividing its characteristic value X_k or nominal value X_n by the relevant partial factor for materials, γ_M .

2) Under preparation. Current stage: prEN 1990:2020.

4.4.3 Design values of geometrical data

(1) Geometrical data for cross-sections and systems may be taken from EN and EN ISO product standards, EADs, ETAs or component specifications for the execution to EN 1090 and treated as nominal values.

(2) The dimensions of hot rolled profiles may be taken from EN 10365.

NOTE The standard EN 10365 does not give the fillet radius. However, it can be calculated from the section area and the other dimensions, unless the National Annex gives other provisions.

(3) Design values of geometrical imperfections specified in this standard are equivalent geometrical imperfections that take into account the effects of:

- geometrical imperfections as governed by geometrical tolerances in product standards or the execution standard;
- structural imperfections due to fabrication and erection;
- residual stresses;
- variation of the yield strength.

(4) The design rules according to EN 1993-1-1 should be applied to steels with nominal material thicknesses t higher than or equal to 3 mm.

(5) The design rules according to EN 1993-1-1 may also be applied to components made of steels with nominal material thicknesses t less than 3 mm but higher than or equal to 1,5 mm provided that the design thickness t_d based on the steel core thickness t_{cor} is used instead of the nominal thickness t as follows:

$$\begin{aligned} t_d &= t_{cor} && \text{if } tol \leq 5 \% \\ t_d &= t_{cor} \frac{100 - tol}{95} && \text{if } tol > 5 \% \end{aligned} \quad (4.1)$$

where

$$t_{cor} = t_{nom} - t_{mc}$$

tol is the minus tolerance of the thickness in % from the relevant EN or EN ISO, EAD or ETA;

t_{nom} is the nominal sheet thickness of the original sheet, inclusive of zinc and other metallic coating and not including organic coating;

t_{mc} is the thickness of the metallic coating.

4.4.4 Tolerances

(1) The dimensional and mass tolerances of rolled steel sections, structural hollow sections and plates should conform with the relevant EN or EN ISO product standard, EAD or ETA, unless more severe tolerances are specified by the relevant authority or agreed for a specific project by the relevant parties.

(2) The fabrication and erection tolerances of structural components should comply with EN 1090-2 and EN 1090-4.

4.4.5 Design resistances

(1) For steel structures, Formula (8.20) of EN 1990 applies:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{R\{X_{rep}; a_d; \sum F_{Ed}\}}{\gamma_R} \quad (4.2)$$

where

F_{Ed} denotes the design values of actions, see 4.4.1;

$R\{...\}$ denotes the output of the resistance model;

R_k is the characteristic value of the particular resistance;

X_{rep} denotes the representative values of the material properties, defined as ηX_k unless defined differently for specific rules, the nominal values of the material properties as defined in 5.2.1 are used in EN 1993;

a_d denotes the design values of the geometrical parameters, see 4.4.3;

γ_R is the partial factor for the particular resistance. In EN 1993-1-1, γ_R will take the value of the appropriate partial factor γ_{Mi} , see 8.1.

4.5 Design assisted by testing

(1) Values for resistances R_k or R_d may be determined using design assisted by testing methods.

NOTE Guidance on design assisted by testing is given in EN 1990:—³⁾, Annex D. More specific provisions can be given in other parts of EN 1993.

5 Materials

5.1 General

(1) For the design of steel structures according to EN 1993-1-1 the material for fabrication should conform to the grades in Table 5.1 and 5.2 and the following product standards: EN 10025, EN 10149, EN 10210-1, EN 10210-2, EN 10219-1 and EN 10219-2.

NOTE Other steel materials and products can be set by the National Annex.

(2)P If other steel materials than those mentioned in (1) are used, their properties (mechanical properties and weldability) shall be known and their mechanical properties shall conform to the conditions given in 5.2.2, 5.2.3 and 5.2.4 when tested in accordance to the relevant EN, ISO or EN ISO testing standards.

3) Under preparation. Current stage: prEN 1990:2020.

5.2 Structural steel

5.2.1 Material properties

(1) The nominal values of the yield strength f_y and the ultimate strength f_u for structural steel should be obtained:

- either by adopting the values $f_y = R_{eH}$ and $f_u = R_m$ (as lower bound of the given range) directly from the product standard;
- or by using the values given in Table 5.1 for steel conforming to EN 10025, EN 10210-1, EN 10210-1, EN 10219-1 EN 10219-2, and in Table 5.2 for steel conforming to EN 10149, and considering the availability of the material in the thickness range according to the product standard.

NOTE 1 The choice of the approach can be set by the National Annex considering the effects on partial factors and their calibration according to Annex E and EN 1990. In case of option b), the partial factor γ_{M1} needs to be increased.

NOTE 2 Rules for the use of the steels according to Table 5.1 and Table 5.2 can be set by the National Annex.

Table 5.1 — Nominal values of yield strength f_y and ultimate tensile strength f_u for structural steels conforming to the following standards: EN 10025, EN 10210-1, EN 10210-2, EN 10219-1 and EN 10219-2

Steel grade ^a	Nominal thickness of the element			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²
S235	235	360	215	360
S275	275	390	245	370
S355	355	490	325	470
S420	420	510	390	490
S460	460	540	410	510
S500	500	580	450	580
S550	550	600	500	600
S600	600	650	550	650
S620	620	700	560	660
S650	650	700	-	-
S690	690	770	630	710
S700	700	750	-	-

^a Principle symbols in EN 10027-1.

Table 5.2 — Nominal values of yield strength f_y and ultimate tensile strength f_u for hot rolled flat products for cold forming, according to EN 10149

Standards, Grades and quality	Nominal thickness of the element t mm			
	$t \leq 8 \text{ mm}$		$8 \text{ mm} < t \leq 20 \text{ mm}$	
	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²
EN 10149-2^a				
S 315 MC	315	390	315	390
S 355 MC	355	430	355	430
S 420 MC	420	480	420	480
S 460 MC	460	520	460	520
S 500 MC	500	550	500 ^b	550 ^b
S 550 MC	550	600	550 ^b	600 ^b
S 600 MC	600	650	600 ^b	650 ^b
S 650 MC	650	700	630 ^b	700 ^b
S 700 MC	700	750	680 ^b	750 ^b
EN 10149-3^a				
S 260 NC	260	370	260	370
S 315 NC	315	430	315	430
S 355 NC	355	470	355	470
S 420 NC	420	530	420	530

^a Verification of the impact energy in accordance with EN 10149-1:2013, Clause 11, option 5 should be specified.

^b $t \leq 16 \text{ mm}$

5.2.2 Ductility requirements

(1)P A minimum ductility shall be provided and shall be expressed in terms of limiting values for:

- the ratio f_u/f_y ;
- the elongation at failure on a gauge length of $5,65\sqrt{A_0}$ (where A_0 is the original cross-sectional area).

NOTE The limiting values are given below unless the National Annex gives different limiting values:

a) For plastic global analysis

- $f_u / f_y \geq 1,10$;

- elongation at failure not less than 15 %.
- b) For elastic global analysis
- $f_u / f_y \geq 1,05$;
 - elongation at failure not less than 12 %.
- (2) Steels conforming to any of the grades listed in Table 5.1 and Table 5.2 may be assumed to satisfy the minimum ductility requirements for elastic global analysis.
- (3) Steels conforming to one of the grades up to and including S460 listed in Table 5.1 and Table 5.2 may be assumed to satisfy the minimum ductility requirements for plastic global analysis.
- ### **5.2.3 Fracture toughness**
- (1)P Material shall have sufficient fracture toughness to avoid brittle fracture of tension elements at the lowest service temperature expected to occur within the intended design service life of the structure.
- NOTE The lowest service temperature can be set by the National Annex.
- (2) Further checks for brittle fracture may be omitted if the conditions given in EN 1993-1-10 are satisfied for the lowest service temperature.
- (3) For components under compression, a minimum toughness property should be selected using the appropriate table for quasi-static loading or fatigue loading of EN 1993-1-10.
- NOTE For steels intended to be hot dip galvanized, see EN ISO 1461.

5.2.4 Through-thickness properties

- (1) The target through-thickness properties of the material should be determined by calculating the required design Z-value Z_{Ed} for the material according to EN 1993-1-10.
- (2) Where material with improved through-thickness properties is required ($Z_{Ed} > 10$), a material quality Class should be selected according to EN 10164, i.e. Z 15, Z 25 or Z 35.
- (3) The selection of material quality Class should be in accordance with Table 5.3.

NOTE Through-thickness properties are relevant for plates loaded perpendicular to their plane, e.g. for welded beam to column connections and welded end plates with tension in the through-thickness direction.

Table 5.3 — Choice of quality Class according to EN 10164

Target design value Z_{Ed} according to EN 1993-1-10	Quality Class according to EN 10164 (Available design Z-value Z_{Rd})
$Z_{ed} \leq 10$	—
$10 < Z_{ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{ed} \leq 30$	Z 25
$Z_{ed} > 30$	Z 35

5.2.5 Values of other material properties

(1) The material properties to be adopted in calculations should be taken as the following mean values for steel:

- modulus of elasticity $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- shear modulus $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000 \text{ N/mm}^2$
- Poisson's ratio in elastic range $\nu = 0,3$
- coefficient of linear thermal expansion $\alpha_T = 12 \times 10^{-6} \text{ per } K \text{ (for } T \leq 100^\circ\text{C)}$

(2) The material parameter ε is used in several expressions in EN 1993 (all parts). It is defined as follows:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.1)$$

where

f_y is the yield strength in N/mm^2 .

5.3 Connecting devices

5.3.1 Fasteners

(1) For fasteners the provisions given in EN 1993-1-8 should apply.

5.3.2 Welding consumables

(1) For welding consumables the provisions given in EN 1993-1-8 should apply.

5.4 Other prefabricated products in buildings

(1)PB Any semi-finished or finished structural product used in the structural design of buildings shall comply with the relevant EN or EN ISO product standard, EAD or ETA.

6 Durability

(1)P The effects of deterioration of material, corrosion or fatigue where relevant shall be taken into account by the choice of an appropriate corrosion protection system, by appropriate choice of material, (see EN 1993-1-4, EN 1993-1-10), and appropriate detailing, (see EN 1993-1-9) or by structural redundancy.

(2)P Execution of protective treatment shall comply with EN 1090-2.

NOTE EN 1090-2 lists the factors affecting execution that need to be specified during design.

(3)P For elements that cannot be inspected, an appropriate corrosion allowance shall be included.

(4) Parts susceptible to corrosion, mechanical wear or fatigue should be designed such that inspection, maintenance and reconstruction can be carried out satisfactorily and access is available for in-service inspection and maintenance.

(5)B If a building includes components that need to be replaceable (e.g. bearings), the possibility of their safe replacement should be verified as a transient design situation.

(6)B Corrosion protection does not need to be applied to internal building structures, if the internal relative humidity does not exceed 80 %.

7 Structural analysis

7.1 Structural modelling for analysis

7.1.1 Basic assumptions

(1)P Analysis shall be based upon calculation models of the structure that are appropriate for the limit state under consideration. The method used for the analysis shall be consistent with the design assumptions.

7.1.2 Joint modelling

(1) Where 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, are significant (such as in the case of semi-continuous joints), they should be taken into account, see EN 1993-1-8.

(2) To identify whether the effects of joint behaviour need be taken into account in the analysis, a distinction may be made between three joint models as follows:

- simple joints, in which the joint may be assumed not to transmit bending moments;
- continuous joints, in which the joint may be assumed not to allow any relative rotation between connected members, and hence the joint behaviour has no effect on the analysis;
- semi-continuous joints, in which the joint should be assumed to allow relative rotation and bending moment transfer between connected members, and hence the behaviour of the joint needs to be taken into account in the analysis.

(3) For various types of joints the provisions given in EN 1993-1-8 should apply.

7.2 Global analysis

7.2.1 Consideration of second order effects

(1) The internal forces and moments may generally be determined using either:

- first-order analysis, using the initial geometry of the structure or
- second-order analysis, taking into account the influence of the deformation of the structure.

(2) The effects of the deformed geometry (second-order effects) should be considered if they increase the action effects significantly or modify significantly the structural behaviour.

(3) Second order analysis is not required if the conditions (7.1) and (7.2) are satisfied.

(4) If the condition (7.1) is satisfied, second order effects due to in-plane or out-of-plane member (non-sway) buckling may be neglected for the global analysis.

$$\alpha_{\text{cr,ns}} = \frac{F_{\text{cr,ns}}}{F_d} \geq k_0 \quad (7.1)$$

Printed copies are uncontrolled

where

$F_{\text{cr,ns}}$ is the minimum elastic critical flexural buckling load for either the in-plane or out-of-plane member (non-sway) buckling mode. Torsional buckling, torsional-flexural and lateral torsional buckling are not considered;

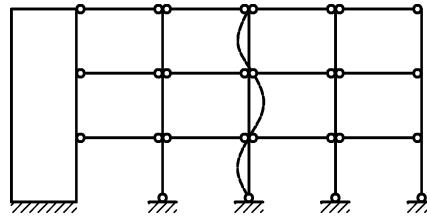
F_d is the design value of the load on the structure;

$\alpha_{\text{cr,ns}}$ is the factor by which the design load would have to be increased to cause elastic instability in the in-plane or out-of-plane member (non-sway) buckling mode.

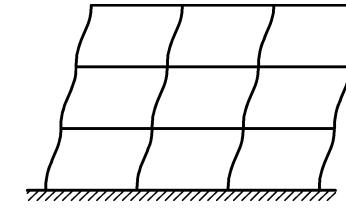
NOTE 1 The value of k_0 is 25 unless the National Annex gives a different value.

NOTE 2 For frames, buckling modes can be classified as sway or non-sway, see Figure 7.1. Sway modes are characterized by significant relative displacements of the member ends, perpendicular to the member.

NOTE 3 For the application of Formula (7.1) to plastic analysis, see 7.4.3.



(a) Frame with a member buckling mode (non-sway)



(b) Frame with a global buckling mode (sway)

Figure 7.1 — Buckling modes of frames

(5) If the condition (7.2) is satisfied, second order effects due to in-plane (sway) buckling may be neglected for the global analysis and first order analysis may (also) be used for the determination of the in-plane (sway) bending moments.

$$\alpha_{\text{cr,sw}} = \frac{F_{\text{cr,sw}}}{F_d} \geq 10 \quad (7.2)$$

where

$F_{\text{cr,sw}}$ is the elastic critical in-plane flexural buckling load for a global (sway) buckling mode;

F_d is the design value of the load on the structure;

$\alpha_{\text{cr,sw}}$ is the factor by which the design load would have to be increased to cause elastic instability in a global, in-plane (sway) mode.

NOTE 1 When the condition (7.2) is satisfied, the increase of the internal forces and moments due to sway second order effects is no more than 10% of the internal forces and moments according to first order theory.

NOTE 2 For the application of the conditions (7.1) and (7.2) to plastic analysis, see 7.4.3.

(6) Second order effects due to lateral torsional buckling may be neglected for the global analysis and the verifications in the following cases:

- for certain types of sections, e.g. structural hollow sections and welded box sections;
- when only weak-axis bending moments act on members with mono-symmetric or doubly symmetric sections;
- in case of sufficient restraint to the compression flange, see Annex D;
- when the limit slenderness for susceptibility to lateral torsional buckling of 8.3.2.3(1) is not exceeded.

(7) The effects of shear lag and plate buckling on the stiffness should be taken into account if they significantly influence the global analysis, see EN 1993-1-5.

(8) For rolled sections and welded sections with similar dimensions, the effects of shear lag and plate buckling on the stiffness may be neglected.

(9) The effects of the slip in bolt holes and similar deformations of connection devices like studs and anchor bolts should be taken into account if they significantly influence the global analysis.

(10)B Portal frames with rafter slopes not steeper than 1 : 2 (26°) and multi-storey beam-and-column type plane frames in buildings may be checked for in-plane, global (sway) mode failure with first order analysis if the condition (7.2) is satisfied for each storey. $\alpha_{\text{cr,sw}}$ may be calculated for a storey using Formula (7.3), see Figure 7.2, provided that the axial compression in the beams or rafters is not significant (see also (11)):

$$\alpha_{\text{cr,sw}} = \frac{K_{\text{st}} H_{\text{st}}}{\sum N_{\text{Ed,i}}} \quad (7.3)$$

where

K_{st} is the lateral rigidity of the storey. This may be calculated from a linear elastic analysis using Formula (7.4):

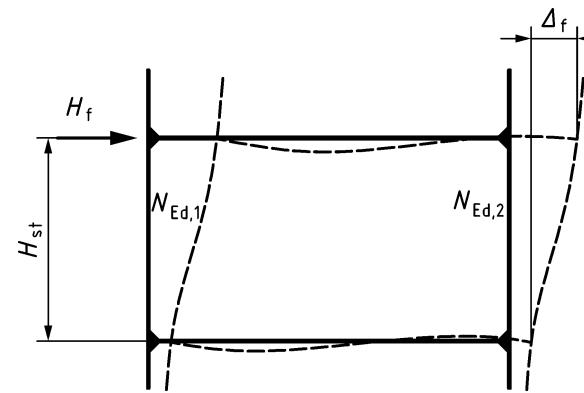
H_f is a fictitious horizontal load applied at the top of the columns of the storey;

Δ_f is the horizontal displacement at the top of the storey due to H_f relative to the bottom of the storey;

$\sum N_{\text{Ed,i}}$ is the sum of axial forces in the columns within the storey under consideration;

H_{st} is the height of the storey.

$$K_{\text{st}} = \frac{H_f}{\Delta_f} \quad (7.4)$$

**Figure 7.2 — Notations for 7.2.1(10)B**

(11) For the application of (10)B in the absence of more detailed information, the axial compression in the beams or rafters should be assumed to be significant if:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \geq 0,1 \quad (7.5)$$

where

N_{Ed} is the design value of the compression force;

N_{cr} is the in-plane elastic critical buckling load of the beam or rafter, considered as hinged at the ends of the system length measured along the beam or rafter.

7.2.2 Methods of analysis for ultimate limit state design checks

(1) The method of analysis (first or second order analysis combined with consideration of imperfections) should be compatible with the cross-section and member verification requirements in 8.2 and 8.3.

(2) According to the type of structure and the extent of the global analysis, imperfections and second order effects should be considered using one of the following approaches:

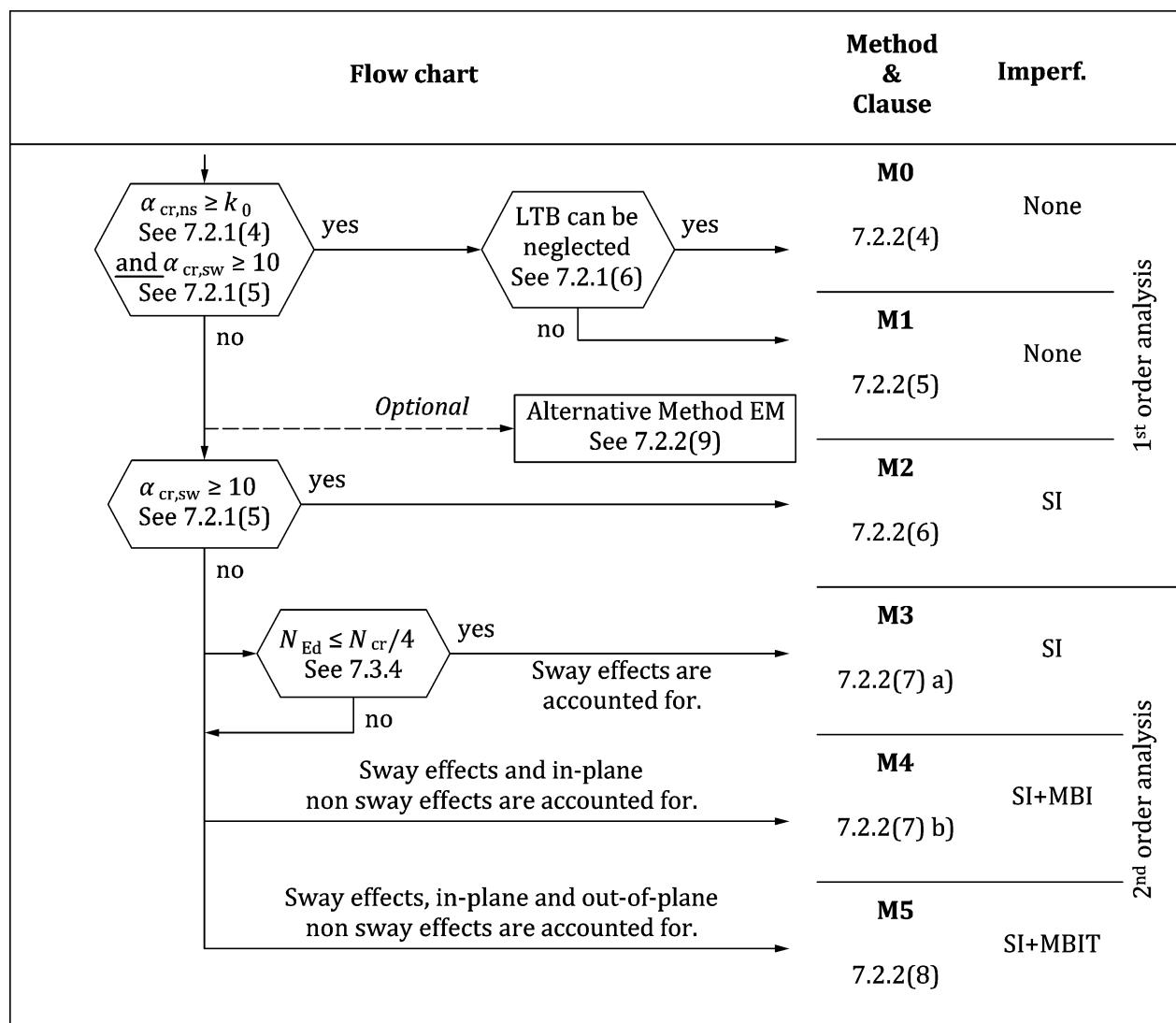
- a) entirely in the global analysis;
- b) partially in the global analysis and partially by verification of the buckling resistance of individual members according to 8.3;
- c) by verification of the buckling resistance of 'Equivalent Members' according to 8.3, using appropriate buckling lengths in accordance with the global buckling modes of the structure.

NOTE 1 For torsional and torsional-flexural buckling, see 8.3.1.4.

NOTE 2 Elastic critical buckling formulae are provided in CEN/TR 1993-1-103, Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-103: Elastic critical buckling of members.

(3) Ultimate limit state design checks may be carried out using methods of analysis named hereafter M0, M1, M2, M3, M4, M5 or EM considering the application limitations defined in (4) to (9), see Figure 7.3 for an overview of the applicability of the methods. More complex methods may be used in place of less complex methods.

NOTE Methods M0, M1, M2, M3, M4 and M5 are numerically ordered based on the complexity of the analysis. Method M0 is the least complex and method M5 is the most complex.

**Key**

- LTB Lateral torsional buckling
 EM Equivalent member method
 SI Sway imperfection
 MBI Member bow imperfection (in-plane)
 MBIT Member bow imperfection considering lateral torsional buckling (in-plane and out-of-plane)

Figure 7.3 — Methods of structural analysis applicable to ultimate limit state design checks**(4) Method M0:**

If second order effects may be neglected in the global analysis by satisfying the conditions in 7.2.1(4) and 7.2.1(5), and lateral torsional buckling may be neglected in accordance with 7.2.1(6):

- the verification of the cross-sectional resistance according to 8.2 may be based on first order internal forces and moments;
- the verification of the buckling resistance of individual members according to 8.3 may be omitted;
- imperfections do not need to be included in the global analysis.

(5) Method M1:

If second order effects may be neglected in the global analysis by satisfying the conditions in 7.2.1(4) and 7.2.1(5), but lateral torsional buckling may not be neglected in accordance with 7.2.1(6):

- the verification of the cross-sectional resistance according to 8.2 may be based on first order internal forces and moments;
- the out-of-plane verification of the buckling resistance of individual members according to 8.3 is required and may be based on first order internal forces and moments;
- imperfections do not need to be included in the global analysis.

(6) Method M2:

If second order effects due to member buckling may not be neglected (i.e. the condition in 7.2.1(4) is not satisfied) but second order effects due to in-plane, global (sway) buckling may be neglected (i.e. the condition in 7.2.1(5) is satisfied):

- the verification of the cross-sectional resistance according to 8.2 may be based on first order internal forces and moments;
- the in-plane and out-of-plane verification of the buckling resistance of individual members according to 8.3 is required and may be based on first order internal forces and moments considering appropriate buckling lengths for the non-sway mode and corresponding bending moment diagrams;
- the global analysis may neglect equivalent bow imperfections, but should consider global (sway) imperfections;

(7) Method M3 and M4:

If second order effects due to member buckling may not be neglected (i.e. the condition in 7.2.1(4) is not satisfied) and second order effects due to in plane, global (sway) buckling may not be neglected (i.e. the condition in 7.2.1(5) is not satisfied), verification may be performed in accordance with one of the following methods:

a) Method M3:

If global (sway) imperfections are included in the global analysis and local bow imperfections may be neglected in the global analysis in accordance with 7.3.4:

- the verification of the cross-sectional resistance according to 8.2 should use the partial factor γ_{M1} and be based on second order internal forces and moments;
- the in-plane and out-of-plane verification of the buckling resistance of individual members according to 8.3 is required and should be based on second order internal forces and moments, however, the distribution of the internal forces and moments between the member ends may be determined based on first order theory;
- the in-plane buckling length for the non-sway mode may be used.

b) Method M4:

If all in-plane second order effects and both global (sway) imperfections and local bow imperfections are included in the global analysis:

- the verification of the cross-sectional resistance according to 8.2 should use the partial factor γ_{M1} and be based on second order internal forces and moments;

- the in-plane verification of the buckling resistance of individual members according to criterion (8.88) may be omitted;
- the out-of-plane verification of the buckling resistance of individual members according to criterion (8.89) is required and should be based on second order internal forces and moments.

NOTE The references to criteria (8.88) and (8.89) apply when in-plane bending moments cause bending about the strong cross-sectional axis. Otherwise, the formulae have to be applied accordingly.

(8) Method M5:

If all in-plane and out-of-plane second order effects, including torsional effects, and global (sway) imperfections and in-plane and out-of-plane local bow imperfections (see 7.3.4) are accounted for in the global analysis:

- the verification of the cross-sectional resistance according to 8.2 should use the partial factor γ_{M1} and be based on second order internal forces and moments;
- the verification of the buckling resistance of individual members according to 8.3 may be omitted.

NOTE If relevant, the out-of-plane local bow imperfection can either be from Table 7.1 or Table 7.2, whichever is larger.

(9) Method EM:

If second order effects may not be neglected in the global analysis (see 7.2.1(4) or/and in-plane, global (sway) buckling modes cannot be neglected, see 7.2.1(5)), the 'Equivalent Member method' may be used for verification of the buckling resistance of individual members:

- the verification of the cross-sectional resistance according to 8.2 may be based on first order internal forces and moments;
- imperfections do not need to be included in the global analysis;
- the verification of the buckling resistance of individual members according to 8.3 may be carried out using the first order internal forces and moments, considering the system effects (possible sway buckling modes) to determine the appropriate buckling length of each individual member.

(10) The implications of neglecting second order effects in determining the internal forces and moments for Method EM should be considered for the design of associated joints and connected members, including verification of the out-of-plane buckling resistance of individual members.

NOTE Limitations on the use of Method EM can be set by the National Annex.

(11) Second order effects may be calculated by using an analysis appropriate to the structure (including step-by-step or other iterative procedures). For frames where the first sway buckling mode is predominant, first order elastic analysis may be carried out with subsequent amplification of relevant action effects (e.g. bending moments) by appropriate factors.

(12)B For single storey frames designed on the basis of elastic global analysis, second order sway effects due to vertical loads may be calculated from a first order theory, by increasing the horizontal loads H_{Ed} (e.g. horizontal action of wind) and equivalent loads $F_d \phi$ due to imperfections (see 7.3.2(5)) and other possible sway effects by the factor k_{sw} .

$$k_{sw} = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr,sw}}} \quad (7.6)$$

provided that $\alpha_{cr,sw} \geq 3,0$,

where

$\alpha_{cr,sw}$ may be calculated according to (7.3) in 7.2.1(10)B, provided that the roof slope is shallow and that the axial compression in the beams or rafters is not significant as defined in 7.2.1(11)B.

NOTE For $\alpha_{cr,sw} < 3,0$ a more accurate second order analysis applies.

(13)B For multi-storey frames, second order sway effects may be calculated by means of the method given in 7.2.2(12)B provided that all storeys have a similar distribution of:

- vertical loads and
- horizontal loads and
- frame stiffness with respect to the applied storey shear forces.

NOTE For the limitation of the method, see 7.2.2(12)B.

7.3 Imperfections

7.3.1 Basis

(1) Appropriate allowances should 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 eccentricities greater than the essential tolerances given in EN 1090-2 present in joints of the unloaded structure.

(2) Equivalent geometrical imperfections should be used with values which reflect the possible effects of all types of imperfections, unless these effects are included in the resistance formulae for member design, see 7.3.3.

(3) The assumed shape of sway and bow imperfections may be derived from the elastic buckling modes of a structure in the plane of buckling considered.

(4) Both in-plane and out-of-plane buckling including torsional buckling with symmetric and asymmetric buckling shapes should be taken into account in the most unfavourable direction and form.

(5) The following imperfections should be taken into account as relevant:

- sway imperfections for global analysis of frames (see 7.3.2 and 7.3.4);
- bow imperfections for global and member analysis (see 7.3.3 and 7.3.4);
- imperfections for analysis of bracing systems (see 7.3.5);
- imperfections based on elastic critical buckling modes (see 7.3.6).

7.3.2 Sway imperfections for global analysis of frames

(1) For frames sensitive to buckling in a sway mode (see 7.2.1(5)), the effect of imperfections should be taken into account in the frame analysis by means of an equivalent imperfection in the form of an initial sway imperfection ϕ (see Figure 7.4).

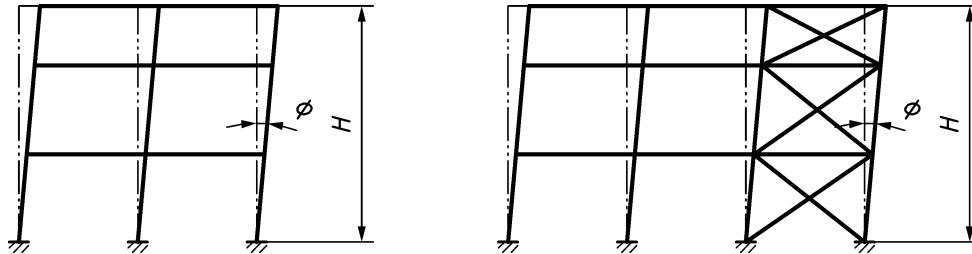


Figure 7.4 — Initial sway imperfections

(2) The initial sway imperfection ϕ may be determined from Formula (7.7):

$$\phi = \phi_0 \alpha_H \alpha_m \quad (7.7)$$

where

ϕ_0 is the basic value:

$\phi_0 = 1/400$ for verification of elastic resistance of cross-sections and members;

$\phi_0 = 1/200$ for verification of plastic resistance of cross-sections and members;

α_H is the reduction factor for height H applicable to columns:

$$\alpha_H = \frac{2}{\sqrt{H}} \quad \text{but} \quad \alpha_H \leq 1,0$$

H is the height of the structure in metres;

α_m is the reduction factor for the number of columns in a row: $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$;

m is the number of columns in a row including only those columns which carry a vertical load N_{Ed} not less than 50 % of the average value of all the columns in the vertical plane considered.

(3) The initial sway imperfection ϕ should apply in all relevant horizontal directions, but need only be considered in one direction at a time.

(4)B For building frames, sway imperfections may be disregarded if:

$$H_{Ed} \geq 0,15 F_{Ed} \quad (7.8)$$

where

H_{Ed} is the total design horizontal load;

F_d is the total design vertical load.

(5) The effects of sway imperfection may be replaced by systems of equivalent horizontal forces, introduced for each column, see Figure 7.5.

(6)B Where, in multi-storey beam-and-column building frames, equivalent forces are used, they should be applied at each floor and at roof level.

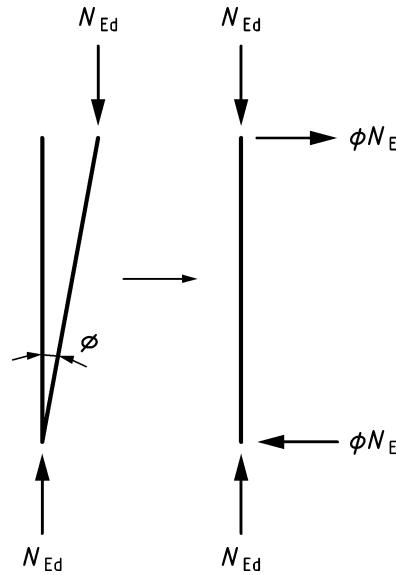


Figure 7.5 — Replacement of initial sway imperfection by equivalent horizontal forces

7.3.3 Equivalent bow imperfection for global and member analysis

7.3.3.1 Flexural buckling

(1) The equivalent bow imperfection, e_0 , of members for flexural buckling may be determined according to Formula (7.9).

$$e_0 = \frac{\alpha}{\varepsilon} \beta L \quad (7.9)$$

where

L is the member length;

α is the imperfection factor, depending on the relevant buckling curve according to Table 8.2;

ε is the material parameter defined in 5.2.5(2);

β is the reference relative bow imperfection according to Table 7.1.

Table 7.1 — Reference relative bow imperfection β

Buckling about axis	Elastic cross-section verification	Plastic cross-section verification
y-y	1/110	1/75
z-z	1/200	1/68

NOTE The values of e_0 are determined by Formula (7.9) unless the National Annex gives different values.

- (2) If the member is verified with reference to the plastic resistance of the cross-section:
- For buckling about the y-y axis of I- or H-sections, the linear plastic interaction given in 8.2.1(7) should be used. This also applies to circular and rectangular hollow sections.
 - For buckling about the z-z axis of I- or H-sections, the relevant plastic interaction according to 8.2.9 may be used but the design plastic moment resistance $M_{pl,Rd}$ should be limited to $1,25 M_{el,Rd}$.
- (3) The effects of equivalent bow imperfection may be replaced by systems of equivalent horizontal forces, introduced for each member, see Figure 7.6.

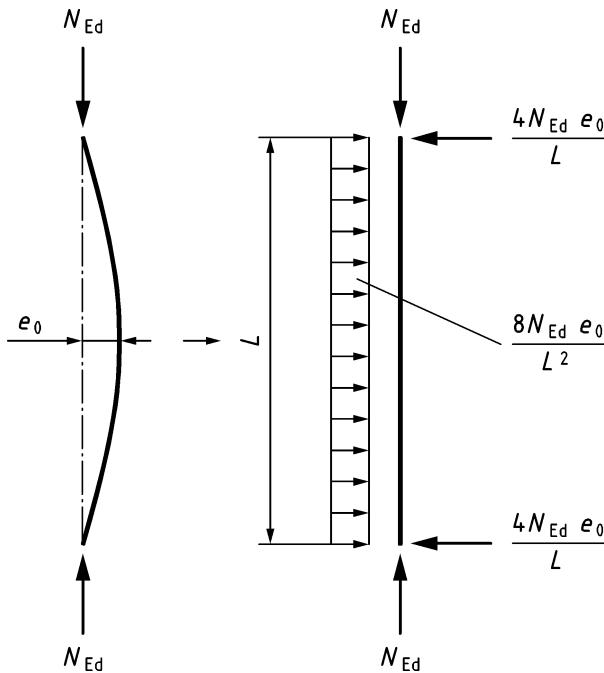


Figure 7.6 — Replacement of equivalent bow imperfection by equivalent forces

- (4) For the design of uniform built-up members according to 8.4, the amplitude e_0 of the equivalent bow imperfection should be determined from Formula (7.10):

$$e_0 = \frac{L}{500} \quad (7.10)$$

where

L is the length of the built-up member.

7.3.3.2 Lateral torsional buckling

- (1) For a second order analysis taking account of lateral torsional buckling of a member in bending, the equivalent bow imperfection for flexural buckling about the weak axis of the cross-section $e_{0,LT}$ may be determined according to Formula (7.11). In general, an additional torsional imperfection may be neglected.

$$e_{0,LT} = \beta_{LT} \frac{L}{\varepsilon} \quad (7.11)$$

where

L is the member length;

ε is the material parameter defined in 5.2.5(2);

β_{LT} is the reference relative bow imperfection for lateral torsional buckling according to Table 7.2.

Table 7.2 — Reference relative bow imperfection β_{LT} for lateral torsional buckling

Cross-section	Condition	Elastic cross-section verification	Plastic cross-section verification
rolled	$h/b \leq 2,0$	1/250	1/200
	$h/b > 2,0$	1/200	1/150
welded	$h/b \leq 2,0$	1/200	1/150
	$h/b > 2,0$	1/150	1/100

NOTE The values of $e_{0,LT}$ are determined by the Formula (7.11) unless the National Annex gives different values.

7.3.4 Combination of sway and equivalent bow imperfections for global analysis of frames

(1) When performing the global analysis for determining end forces and end moments to be used in member checks according to 8.3, equivalent bow imperfections may be neglected. However, for frames sensitive to second order effects, equivalent bow imperfections of members additionally to global sway imperfections (see 7.2.2(3)) 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;
- $N_{Ed} > 0,25 N_{cr}$

where

N_{Ed} is the design value of the compression force and

N_{cr} is the critical axial force determined for in-plane flexural buckling of the member considered as hinged at its ends.

NOTE Equivalent bow imperfections are taken into account in member checks, see 7.2.2 (2).

7.3.5 Imperfections for analysis of bracing systems

7.3.5.1 Horizontal bracing systems

(1) In the analysis of bracing systems which are required to provide lateral stability within the length of beams or compression members, the effects of imperfections should be included by means of an equivalent geometrical imperfection of the members to be restrained, in the form of an initial bow imperfection calculated from Formula (7.13):

$$e_0 = \alpha m L / 500 \quad (7.13)$$

where

L is the span of the bracing system

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

in which m is the number of members to be restrained.

(2) The effects of the initial bow imperfections of the members to be restrained by a bracing system, may be replaced by an equivalent load, q_d , as shown in Figure 7.7, calculated from Formula (7.14):

$$q_d = \sum N_{Ed} 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \quad (7.14)$$

where

N_{Ed} is the design value of the compression force

δ_q is the in-plane deflection of the bracing system due to q_d plus any external loads determined from first order analysis. δ_q may be taken as 0 if second order theory is used.

(3) Where the bracing system is required to stabilize the compression flange of a beam of constant height, the force N_{Ed} in Figure 7.7 may be obtained from Formula (7.15):

$$N_{Ed} = M_{Ed} / h \quad (7.15)$$

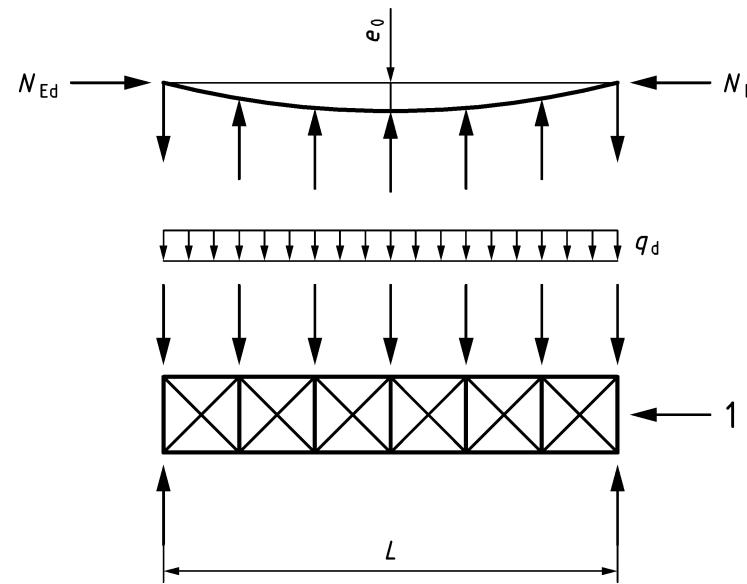
where

M_{Ed} is the maximum moment in the beam

h is the overall depth of the beam.

(4) Where a beam is subjected to external compression, N_{Ed} in Formula (7.15) should include an appropriate part of the compression force.

NOTE The force N_{Ed} is assumed uniform within the span L of the bracing system. For non-uniform forces, this is slightly conservative.

**Key**

1 bracing system

Figure 7.7 — Equivalent load acting on the bracing system**7.3.5.2 Vertical bracings**

(1)B For the determination of horizontal forces to floor diaphragms, imperfection should be included. Configuration of imperfections as given in Figure 7.8 may be applied, where ϕ is determined by the Formula (7.16) assuming a single storey height H_{st}

$$\phi = \alpha_m \alpha_H \phi_0 \quad (7.16)$$

where

$$\phi_0 = \frac{1}{200}$$

α_m is the reduction factor defined in 7.3.2(2) according to the number m of stabilized members;

α_H is the reduction factor defined in 7.3.2(2) where the height H should be taken equal to the storey height H_{st}

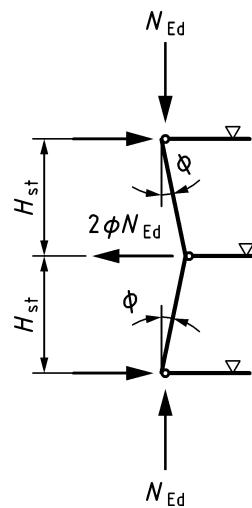


Figure 7.8 — Configuration of imperfections ϕ for horizontal forces on floor diaphragms

(2) At points where beams or compression members are spliced, it should also be verified that the bracing system is able to resist a local force Q_m according to Formula (7.17), applied to it by each beam or compression member which is spliced at that point, and to transmit this force to the adjacent points at which that compression member is restrained.

$$Q_m = \alpha_m \frac{N_{Ed}}{100} \quad (7.17)$$

where

α_m is the reduction factor defined in 7.3.2(2) according to the number m of stabilized members;

N_{Ed} is the design value of the compression axial force in the stabilized member.

7.3.6 Imperfection based on elastic critical buckling modes

(1) As an alternative to 7.3.2 and to 7.3.3.1, the shape of the elastic critical buckling mode $\eta_{cr}(x)$ of the frame structure or of the verified member may be used as the unique global and local initial imperfection. The shape of the equivalent geometrical imperfection $\eta_{init}(x)$ may be expressed using Formula (7.18):

$$\eta_{init}(x) = e_{0,m} \frac{N_{cr,m}}{EI_m |\eta''_{cr}|} \eta_{cr}(x) \quad (7.18)$$

where

$$e_{0,m} = \alpha_m (\bar{\lambda}_m - 0,2) \frac{M_{Rk,m}}{N_{Rk,m}} \quad \text{for } \bar{\lambda}_m > 0,2 \quad (7.19)$$

m

m is an index that denotes the critical cross-section of the frame structure or of the verified member (see Note 4). Index m indicates the belonging to the critical cross-section;

$$\bar{\lambda}_m = \sqrt{\frac{N_{Rk,m}}{N_{cr,m}}}$$

is the relative slenderness of the member determined at the critical cross-section m;

$$\alpha_m$$

is the imperfection factor for the relevant buckling curve, see Table 8.2 and Table 8.3;

$$\chi_m$$

is the reduction factor for the relevant buckling curve of the verified member depending on the relative slenderness $\bar{\lambda}_m$, see 8.3.1.3;

$$N_{cr,m} = \alpha_{cr} N_{Ed,m}$$

is the value of critical axial force in the cross-section m and also the critical axial force for the equivalent member;

$$\alpha_{cr}$$

is the minimum force amplifier for the axial force configuration N_{Ed} in members to reach the elastic critical buckling load of the structure;

$$M_{Rk,m}$$

is the characteristic value of the moment resistance of the critical cross-section m, e.g. $M_{el,Rk,m}$ or $M_{pl,Rk,m}$ as relevant;

$$N_{Rk,m}$$

is the characteristic value of resistance to axial force of the critical cross-section;

$$EI_m |\eta''_{cr}|$$

is the absolute value of the bending moment due to $\eta_{cr,m}$ at the critical cross-section m;

$$\eta_{cr}(x)$$

is the shape of the relevant (first or higher) elastic critical buckling mode.

NOTE 1 The imperfection $\eta_{init}(x)$ in the shape of the elastic critical buckling mode is applicable generally for all members in compression and for frames buckling in their plane. It is especially suitable for members with cross-section characteristics and/or axial force not constant on their length and for frames containing such members.

NOTE 2 For calculating the amplifier α_{cr} , the members of the structure are considered to be loaded by axial forces N_{Ed} resulting from the first order elastic analysis of the structure for the design loads.

NOTE 3 The critical cross-section m is the cross-section with the highest utilisation ratio regarding the effect of the axial force and the bending moments due to imperfections. For strongly irregular members, the position of the critical cross-section m might need to be determined using an iterative procedure.

(2) The expression $EI_m |\eta''_{cr,m}|$ in Formula (7.18) may be replaced by $|M_{\eta,cr,m}^{II}|(\alpha_{cr} - 1)$.

where

$M_{\eta,cr,m}^{II}$ is the bending moment in the cross-section m calculated by using the second order analysis of the structure with the imperfection in the shape of the elastic buckling mode η_{cr} .

(3) When the global analysis is carried out using the imperfection defined in (1), the cross-sections should be verified according to the criterion given in 8.2.1(7). If the criterion is applied with reference to the plastic resistance, the design value of the moment resistance $M_{c,Rd}$ should be limited to $1,25 M_{el,Rd}$ for both strong axis and weak axis.

7.4 Methods of analysis considering material non-linearities

7.4.1 General

- (1) The internal forces and moments may be determined using either:
 - a) Elastic global analysis (see 7.4.2) or
 - b) Plastic global analysis (see 7.4.3).

NOTE For finite element model (FEM) analysis, see EN 1993-1-14.

- (2) Elastic global analysis may be used in all cases.

(3) Plastic global analysis may be used for structures with members made of steel grades up to S460 and where the structure has sufficient rotation capacity at the actual locations of the plastic hinges, whether this is in the members or in the joints.

- a) Where a plastic hinge occurs in a member, the member cross-sections should be doubly symmetric or single symmetric with a plane of symmetry in the same plane as the rotation of the plastic hinge, and it should satisfy the requirements specified in 7.6.
- b) Where a plastic hinge occurs in a joint according to the structural analysis, the joint should be able to sustain the plastic resistance for a sufficient rotation, see EN 1993-1-8.

NOTE Rules for plastic global analysis based on plastic hinges for steel grades higher than S460 can be set by the National Annex. In that case, relevant rules such as those in 7.4.3 and 8.2.3 can be changed accordingly.

(4)B As a simplified method for a limited plastic redistribution of moments in continuous beams where following an elastic analysis some peak moments exceed the plastic bending resistance by 15 % maximum, the parts in excess of these peak moments may be redistributed in any member, provided, that:

- a) the internal forces and moments in the frame remain in equilibrium with the applied loads, and
- b) all the members in which the moments are reduced are of steel grades up to S460 and have Class 1 or Class 2 cross-sections (see 7.5), and
- c) lateral torsional buckling of the members is prevented, see 8.3.5.

7.4.2 Elastic global analysis

- (1) Elastic global analysis should be based on the assumption that the stress-strain behaviour of the material is linear, whatever the stress level is.

NOTE For the choice of a semi-continuous joint model, see 7.1.2.

- (2) Internal forces and moments may be determined according to elastic global analysis even if the resistance of a cross-section is based on its plastic resistance, see 8.2.

7.4.3 Plastic global analysis

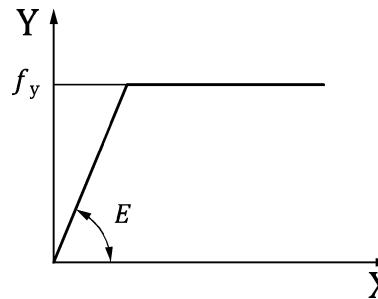
- (1) Plastic global analysis allows for the effects of material non-linearity in calculating the action effects of a structural system. The behaviour should be modelled by either of the two methods depending on the conditions indicated in (4) to (8):

- a) Plastic hinge method: the non-linear material behaviour is concentrated in plastified sections and/or joints as plastic hinges;

b) Plastic zone method: the partial plastification of members in plastic zones is explicitly considered.

(2) Plastic global analysis may be used if sufficient lateral restraint is provided in the vicinity of sections where a plastic hinge or a plastic zone can develop under the design loads, see 8.3.5.

(3) For steel grades up to S460, the bi-linear stress-strain relationship indicated in Figure 7.9 may be used.



Key

- X strain
- Y stress

Figure 7.9 — Bi-linear stress-strain relationship

(4) In case of modelling as plastic hinges, see (1) a):

- Only steel grades up to S460 (including) and steels satisfying the conditions in 5.2.2 a) may be used;
- Plastic global analysis may only be used where the members (or joints) are capable of sufficient rotation capacity to enable the required redistribution of bending moments to develop, see 7.5 and 7.6.

NOTE For steel grades higher than S460, see (7) and (8).

(5) In case of modelling as plastic hinges and if second order effects can be neglected (see 7.2.1(4) and 7.2.1(5)), rigid plastic analysis neglecting the elastic behaviour between hinges may be used. In this case joints are classified only by strength, see EN 1993-1-8.

(6) In case of modelling as plastic hinges and if second order effects have to be considered, elastic plastic analysis should be carried out. The effects of deformed geometry of the structure and the structural stability of the frame should be verified according to the principles in 7.2.

(7) When using plastic analysis, the conditions (7.1) and (7.2) should apply for the system before forming the last plastic hinge or should be checked for each individual system along the formation of the different plastic hinges, up to reach the design loads.

NOTE The maximum resistance of a frame with significantly deformed geometry can occur before all hinges of the first order collapse mechanism have developed.

(8) If steel grades higher than S460 are used, plastic analysis should be performed considering partial plastification in plastic zones according to the plastic zone method given in (1) b).

(9) In case of modelling members with partial plastification in plastic zones, see (1) b):

- Rules for design with finite element method are given in EN 1993-1-14;

- Steel grades higher than S460 may be used provided that the stress-strain curves including strain limitations are considered and, if appropriate, also the effects of local plate imperfections according to EN 1993-1-14.

(10) In case of material non-linearities, the action effects in a structure may be determined incrementally based on the design loads for each relevant design situation. In this incremental approach, each permanent or variable action should be increased proportionally.

7.5 Classification of cross-sections

7.5.1 Basis

(1) Cross-sections should be classified depending on the extent to which their resistance and rotation capacity is limited by their local buckling resistance.

7.5.2 Classification

(1) For the determination of its resistance, a cross-section should be classified according to one of the four following classes:

- Class 1 cross-sections are those which can form a plastic hinge with the rotation capacity required from plastic analysis without reduction of the resistance.
- Class 2 cross-sections are those which can develop their plastic moment resistance, but have limited rotation capacity because of local buckling.
- Class 3 cross-sections are those in which the stress in the extreme compression fibre of the steel member assuming an elastic distribution of stresses can reach the yield strength, but local buckling is liable to prevent development of the plastic moment resistance.
- Class 4 cross-sections are those in which local buckling will occur before the attainment of yield strength in any part of the cross-section.

(2) In Class 4 cross-sections, effective widths may be used to make the necessary allowances for reductions in resistance due to the effects of local buckling, see EN 1993-1-5.

(3) Cross-sections should be classified depending on the width to thickness ratio, the yield strength and the stress distribution of the parts subject to compression.

NOTE The various compression parts in a cross-section (such as a web or flange) can, in general, be in different classes.

(4) Compression parts should include every part of a cross-section which is either totally or partially in compression under the load combination considered.

(5) A cross-section should be classified according to the highest (least favourable) Class of its compression parts. Exceptions are specified in 8.2.1(10) and 8.2.2.4(1).

(6) Alternatively, the classification of a cross-section may be defined by quoting both the flange classification and the web classification.

(7) The maximum width-to-thickness ratios for Class 1, 2, and 3 compression parts should be obtained from Table 7.3. They depend on the material parameter ε defined in 5.2.5(2). A part which fails to satisfy the limits for Class 3 should be taken as Class 4.

(8) For compression parts with longitudinal stiffeners, EN 1993-1-5 should be applied.

(9) Except as given in (10), Class 4 sections may be treated as Class 3 sections if the width to thickness ratios are less than the limiting proportions for Class 3 obtained from Table 7.3 when ε is increased by

$\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$, where $\sigma_{com,Ed}$ is the maximum design compressive stress in the part taken from first order or where necessary second order analysis.

(10) However, when verifying the design buckling resistance of a member using 8.3, the limiting proportions for Class 3 should always be obtained from Table 7.3.

(11) Cross-sections with a Class 3 web and Class 1 or 2 flanges may be classified as Class 2 cross-sections with an effective web in accordance with 8.2.2.4.

(12) Where the web is considered to resist shear forces only and is assumed not to contribute to the bending and axial force resistance of the cross-section, the cross-section may be designed as Class 2, 3 or 4 sections, depending only on the flange class.

NOTE For flange induced web buckling see EN 1993-1-5.

7.6 Cross-section requirements for plastic global analysis

(1) At plastic hinge locations, the cross-section of the member which contains the plastic hinge should have a rotation capacity of not less than the one required at this location.

(2) In a uniform member sufficient rotation capacity may be assumed at a plastic hinge if both the following requirements are satisfied:

- a) the member has Class 1 cross-section at the plastic hinge location (see 7.5.2 for cross-section classification);
- b) where a transverse force that exceeds 10 % of the shear resistance of the cross-section, see 8.2.6, is applied to the web at the plastic hinge location, web stiffeners should be provided within a distance along the member of $h/2$ from the plastic hinge location, where h is the height of the cross-section.

(3) Where the cross-section of the member varies along its length, the following criteria should be satisfied in addition to those given in (2):

- a) Adjacent to plastic hinge locations, the thickness of the web should not be reduced for a distance each way along the member from the plastic hinge location of at least $2h_w$, where h_w is the clear depth of the web at the plastic hinge location.
- b) Adjacent to plastic hinge locations, the compression flange should be Class 1 for a distance each way along the member from the plastic hinge location of not less than the greater of:
 - $2h_w$, where h_w is as defined in (3)a)
 - the distance to the adjacent point at which the moment in the member has fallen to 80 % of the plastic moment resistance at the point concerned.
- c) Elsewhere in the member the compression flange should be Class 1 or Class 2 and the web should be Class 1, Class 2 or Class 3.

(4) Adjacent to plastic hinge locations, any fastener holes in tension should satisfy 8.2.5(4) for a distance such as defined in (3) b) each way along the member from the plastic hinge location.

(5) For plastic design of a frame, regarding cross-section requirements, the capacity of plastic redistribution of moments may be assumed sufficient if the requirements in (2) to (4) are satisfied for all members where plastic hinges exist, can occur or have occurred under design loads.

(6) The provisions in (2) to (5) may be disregarded if methods of plastic global analysis are used, which consider the real stress and strain behaviour along the member including the combined effect of local, member and global buckling.

Table 7.3 — Maximum width-to-thickness ratios for compression parts (sheet 1 of 3)

Internal compression parts			
Key			
1 Axis of bending			
Stress distribution in parts (compression positive)			
Class 1	$c/t \leq 72 \varepsilon$	$c/t \leq 28 \varepsilon$	$\text{when } \alpha_c > 0,5 : c/t \leq \frac{126 \varepsilon}{5,5 \alpha_c - 1}$ $\text{when } \alpha_c \leq 0,5 : c/t \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha_c}$
Class 2	$c/t \leq 83 \varepsilon$	$c/t \leq 34 \varepsilon$	$\text{when } \alpha_c > 0,5 : c/t \leq \frac{188 \varepsilon}{6,53 \alpha_c - 1}$ $\text{when } \alpha_c \leq 0,5 : c/t \leq \frac{41,5 \varepsilon}{\alpha_c}$
Stress distribution in parts (compression positive)			
Class 3	$c/t \leq 121 \varepsilon$	$c/t \leq 38 \varepsilon$	$\text{when } \psi > -1 : c/t \leq \frac{38 \varepsilon}{0,608 + 0,343 \psi + 0,049 \psi^2}$ $\text{when } \psi \leq -1^a : \frac{c}{t} \leq 60,5 \varepsilon (1 - \psi)$

For I or H sections with equal flanges, under axial force and bending moment about the main axis parallel to the flanges, the parameter α_c that defines the position of the plastic neutral axis may be calculated as follows:

$$\text{If } N_{\text{ed}} \geq c t_w f_y \quad \alpha_c = 1,0$$

$$\text{If } N_{\text{ed}} \leq -c t_w f_y \quad \alpha_c = 0$$

$$\text{In other cases: } \alpha_c = 0,5 \left(1 + \frac{N_{\text{Ed}}}{c t_w f_y} \right)$$

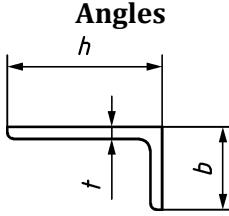
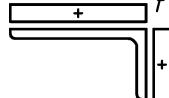
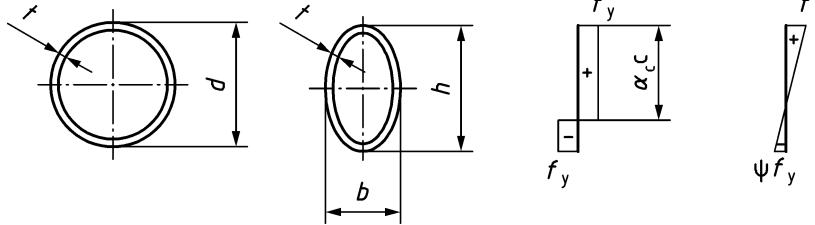
Where N_{Ed} is the design axial force taken as positive for compression and negative for tension.

^a $\psi \leq -1$ and a compression stress of $\sigma_{\text{com,Ed}} = f_y$ applies where the tensile strain $\varepsilon_t > f_y/E$

Table 7.3 — Maximum width-to-thickness ratios for compression parts (sheet 2 of 3)

Outstand flanges			
Rolled sections		Welded sections	
Stress distribution in parts (compression positive)			
Class 1	$c/t \leq 9 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha_c}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha_c \sqrt{\alpha_c}}$
Class 2	$c/t \leq 10 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha_c}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha_c \sqrt{\alpha_c}}$
Stress distribution in parts (compression positive)			
Class 3	$c/t \leq 14 \varepsilon$	$c/t \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ For k_σ see EN 1993-1-5	

Table 7.3 — Maximum width-to-thickness ratios for compression parts (sheet 3 of 3)

Refer also to "Outstand flanges" (see sheet 2 of 3)		Does not apply to angles in continuous contact with other components	
Stress distribution across section (compression positive)			
Class 3	$\frac{h}{t} \leq 15 \varepsilon$ and $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5 \varepsilon$		
Circular and elliptical hollow sections			
			
	Section in compression	Section in bending	Compression and bending
Class 1	$d_e/t \leq 50 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq 50 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq 50 \varepsilon^2$
Class 2	$d_e/t \leq 70 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq 70 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq 70 \varepsilon^2$
Class 3	$d_e/t \leq 90 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq 140 \varepsilon^2$	$d_e/t \leq \frac{2520 \varepsilon^2}{5\psi + 23}$
Equivalent diameter d_e for circular and elliptical hollow sections			
For circular hollow sections:	$d_e = d$		
For elliptical hollow sections:			
In compression:	$d_e = h \left[1 + \left(1 - 2,3 \left(\frac{t}{h} \right)^{0,6} \right) \left(\frac{h}{b} - 1 \right) \right] \text{ or, conservatively: } d_e = \frac{h^2}{b}$		
In bending about the strong axis:	$\text{For } h/b \leq 1,36 : \quad d_e = \frac{b^2}{h}$	$\text{For } h/b > 1,36 : \quad d_e = 0,4 \frac{h^2}{b}$	
In bending about the weak axis, or compression and bending about the weak axis:	$d_e = \frac{h^2}{b}$		

In compression and bending about the strong axis, the equivalent diameter d_e may be determined by linear interpolation between the equivalent diameter for compression and that for bending based on the parameter α_c for Class 1 and Class 2 cross-sections and ψ for Class 3 and Class 4 cross-sections.

In compression and biaxial bending, the equivalent diameter d_e may be taken as the interpolated equivalent diameter for compression and bending about the strong axis, as described above, but with α_c and ψ determined using a modified axial force equal to $N_{ed} + M_{z,Ed} A/W_{pl,z}$ for Class 1 and Class 2 cross-sections and $N_{ed} + M_{z,Ed} A/W_{el,z}$ for Class 3 and Class 4 cross-sections.

8 Ultimate limit states

8.1 Partial factors

(1) The partial factors γ_{Mi} as defined in 4.4.5(1) should be applied to the characteristic values of the following resistances:

- resistance of cross-sections (whatever the class is): γ_{M0}
- resistance of members to instability assessed by member checks: γ_{M1}
- resistance of cross-sections in tension to fracture: γ_{M2}
- resistance of joints: see EN 1993-1-8

NOTE 1B The partial factors γ_{Mi} for buildings are given below unless the National Annex gives different values:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

NOTE 2B Annex E provides information on the basis for the calibration of the partial factors γ_{Mi} for buildings.

NOTE 3 For structures other than buildings, values of partial factors γ_{Mi} are given in other parts of EN 1993 as relevant. For structures not covered by EN 1993-2 to EN 1993-7, the values of partial factors γ_{Mi} are given in EN 1993-2 unless the National Annex gives different values.

8.2 Resistance of cross-sections

8.2.1 General

(1)P The design value of an action effect at each cross-section shall not exceed the corresponding design resistance. If several action effects act simultaneously, the combined effect shall not exceed the resistance for that combination.

(2) Shear lag effects and local buckling effects should be determined by considering an effective width according to EN 1993-1-5. Shear buckling effects should also be taken into account according to EN 1993-1-5.

(3) The design values of resistance may be based on the elastic resistance or the plastic resistance and should be determined based on the classification of the cross-section.

(4) Design according to the elastic resistance may be carried out for all cross-sectional classes. For Class 4 cross-sections, the effective cross-sectional properties should be used to determine the elastic resistance.

(5) For elastic design, the yield criterion for the critical point of the cross-section given in criterion (8.1) may be used, unless other interaction criteria apply, see 8.2.8 to 8.2.10, and Annex C.

$$\frac{\sigma_{\text{Eq},\text{Ed}}}{f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,0 \quad (8.1)$$

where

$$\sigma_{\text{Eq},\text{Ed}} = \sqrt{\sigma_{x,\text{Ed}}^2 + \sigma_{z,\text{Ed}}^2 - \sigma_{x,\text{Ed}} \sigma_{z,\text{Ed}} + 3\tau_{\text{Ed}}^2} \quad (8.2)$$

$\sigma_{x,\text{Ed}}$ is the design value of the longitudinal normal stress at the point of consideration;

$\sigma_{z,\text{Ed}}$ is the design value of the transverse normal stress at the point of consideration;

τ_{Ed} is the design value of the shear stress at the point of consideration.

NOTE Verification according to (5) can be conservative as it excludes partial plastic stress distribution.

(6) Design according to the plastic resistance should be carried out by establishing a stress distribution which is in equilibrium with the internal forces and moments without exceeding the yield strength. This stress distribution should be compatible with the associated plastic deformations.

(7) As a conservative approximation for all cross-sectional classes, a linear summation of the utilization ratios for each stress resultant may be used. For Class 1, Class 2 or Class 3 cross-sections subjected to the combination of N_{Ed} , $M_{y,\text{Ed}}$ and $M_{z,\text{Ed}}$ this method may be applied by using the criterion (8.3):

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{Rd}}} + \frac{M_{y,\text{Ed}}}{M_{y,\text{Rd}}} + \frac{M_{z,\text{Ed}}}{M_{z,\text{Rd}}} \leq 1,0 \quad (8.3)$$

where

N_{Rd} , $M_{y,\text{Rd}}$ and $M_{z,\text{Rd}}$ are the design values of the resistance depending on the cross-sectional classification and including any reduction that may be caused by shear effects, see 8.2.8.

NOTE 1 For members with torsion, see condition (C.6).

NOTE 2 For Class 4 cross-sections, see 8.2.9.3(2).

(8) Where all compression parts of a cross-section are Class 1 or Class 2, the cross-section may be taken as capable of developing its full plastic resistance in bending.

(9) Where all compression parts of a cross-section are Class 3, its resistance should be based on an elastic distribution of stresses across the cross-section. Compressive stresses should be limited to the yield strength at the extreme fibres.

(10) For Class 3 cross-sections, partial plastification may be taken into account.

NOTE See 8.2.2.6 and Annex B.

(11) For Class 3 cross-sections where yielding first occurs on the tension side of the cross-section, the plastic reserves of the tension zone may be utilized by accounting for partial plastification.

8.2.2 Section properties**8.2.2.1 Gross cross-section**

(1) Properties of the gross cross-section should be determined according to the nominal dimensions. Holes for fasteners may be neglected, but larger openings should be taken into account. Splice materials should not be included.

8.2.2.2 Net area

(1) The net area A_{net} of a cross-section should be taken as its gross area less appropriate deductions for all holes and other openings, see Formula (8.4).

$$A_{\text{net}} = A - \Delta A_{\text{net}} \quad (8.4)$$

where

A is the gross cross-section area;

ΔA_{net} is the section area to be deducted to take into account the holes.

(2) The net area deduction for a hole should be the gross cross-sectional area of the hole in the plane of the cross-section. For countersunk holes, appropriate allowance should be made for the countersunk portion.

(3) Where holes are not staggered, the total area to be deducted should be the maximum sum of the gross cross-sectional areas of the holes in any cross-section perpendicular to the member axis (see failure plane ② in Figure 8.1).

NOTE The maximum sum denotes the position of the critical fracture line.

(4) Where holes are staggered, the total area ΔA_{net} to be deducted should be the greater of:

a) the deduction for staggered holes (failure plane ① in Figure 8.1)

$$\Delta A_{\text{net},1} = t \left(n_1 d_0 - \sum \frac{s^2}{4p_2} \right) \quad (8.5)$$

b) the deduction for non-staggered holes given in (3) (failure plane ② in Figure 8.1)

$$\Delta A_{\text{net},2} = n_2 d_0 t \quad (8.6)$$

where

s is the staggered pitch, the spacing of the centres of two consecutive holes in the chain measured parallel to the member axis;

p_2 is the spacing of the centres of the same two holes measured perpendicular to the member axis;

t is the thickness;

n_1 is the number of holes extending in any diagonal or zig-zag line progressively across the member or part of the member, see failure plane ① in Figure 8.1;

n_2 is the number of holes in a section where the holes are not staggered; see failure plane (2) in Figure 8.1;

d_0 is the diameter of the hole.

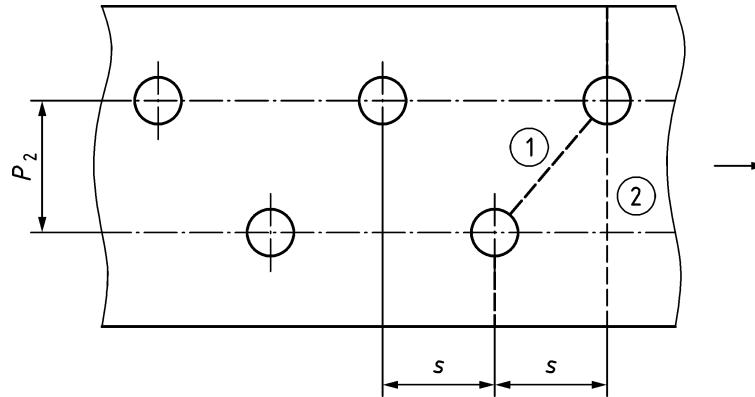


Figure 8.1 — Staggered holes and critical failure lines 1 and 2

(5) In an angle or other member with holes in more than one plane, the spacing p should be measured along the centre of thickness of the material (see Figure 8.2).

NOTE Further details on net section verifications of angles are given in EN 1993-1-8.

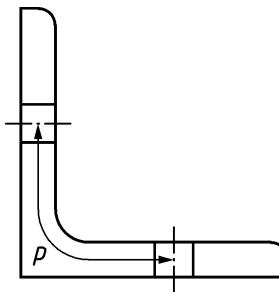


Figure 8.2 — Angles with holes in both legs

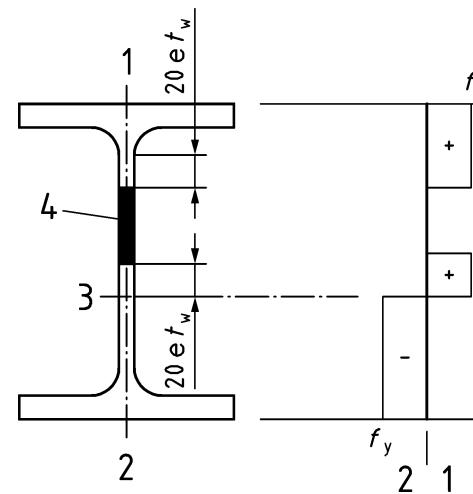
8.2.2.3 Shear lag effects

- (1) Shear lag effects should be considered by calculating an effective width according to EN 1993-1-5.
- (2) In Class 4 sections the interaction between shear lag and local buckling should be considered according to EN 1993-1-5.

NOTE For cold formed members (other than structural hollow sections conforming to EN 10219), see EN 1993-1-3.

8.2.2.4 Effective properties of cross-sections with Class 3 webs and Class 1 or 2 flanges

- (1) For cross-sections with a Class 3 web and Class 1 or Class 2 flanges classified as effective Class 2 cross-sections, see 7.5.2(11), the effective cross-sectional properties should be determined replacing the portion of the web in compression by an effective part of $20\epsilon t_w$ adjacent to the compression flange and another part of $20\epsilon t_w$ adjacent to the plastic neutral axis of the effective cross-section in accordance with Figure 8.3.

**Key**

- 1 compression
- 2 tension
- 3 plastic neutral axis
- 4 neglect

Figure 8.3 — Effective Class 2 web**8.2.2.5 Effective cross-section properties of Class 4 cross-sections**

(1) The effective cross-section properties of Class 4 cross-sections should be based on the effective widths of the compression parts.

NOTE For cold formed sections (other than structural hollow sections conforming to EN 10219), see EN 1993-1-3.

(2) The effective widths of planar compression parts should be determined according to EN 1993-1-5.

(3) Where a Class 4 cross-section is subjected to an axial compression force N_{Ed} , the method given in EN 1993-1-5 should be used to determine the possible shift e_N of the centroid of the effective area A_{eff} relative to the centroid of the gross cross-section and the resulting additional moment:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \quad (8.7)$$

NOTE The sign of the additional moment depends on the effect in the combination of internal forces and moments, see 8.2.9.3(2).

(4) For Class 4 circular or elliptical hollow sections conforming to EN 10210-1, EN 10210-2, EN 10219-1 or EN 10219-2, in compression, the effective cross-sectional area A_{eff} may be determined using the equivalent diameter d_e according to Table 7.3 (sheet 3 of 3) and the thickness t as:

$$A_{eff} = A \sqrt{\frac{90 \varepsilon^2}{d_e / t}} \quad \text{for } d_e / t \leq 240 \varepsilon^2 \quad (8.8)$$

(5) For Class 4 circular or elliptical hollow sections conforming to EN 10210-1, EN 10210-2, EN 10219-1 or EN 10219-2, in bending, the effective section modulus W_{eff} may be determined using the equivalent diameter d_e according to Table 7.3 (sheet 3 of 3) and the thickness t as:

$$W_{\text{eff}} = W_{\text{el}} \sqrt[4]{\frac{140 \varepsilon^2}{d_e / t}} \quad \text{for } d_e / t \leq 240 \varepsilon^2 \quad (8.9)$$

NOTE For Class 4 circular or elliptical hollow sections exceeding the limit of d_e/t specified in (4) and (5), see EN 1993-1-6.

8.2.2.6 Section properties for the characteristic resistance

(1) The characteristic resistance to an axial force N_{Rk} and the characteristic moment resistance M_{Rk} should be determined using the section properties from Table 8.1, according to the class of the cross-section, as follows:

$$N_{\text{Rk}} = A_i f_y \quad (8.10)$$

$$M_{y,\text{Rk}} = W_y f_y \quad (8.11)$$

$$M_{z,\text{Rk}} = W_z f_y \quad (8.12)$$

Table 8.1 — Section properties according to the class of the cross-section

Class	1	2	3	4
Section area A_i	A	A	A	A_{eff}
Section modulus W_y	$W_{\text{pl},y}$	$W_{\text{pl},y}$	$W_{\text{el},y}^{\text{a, b}}$	$W_{\text{eff},y}^{\text{b}}$
Section modulus W_z	$W_{\text{pl},z}$	$W_{\text{pl},z}$	$W_{\text{el},z}^{\text{a, b}}$	$W_{\text{eff},z}^{\text{b}}$

^a Alternatively, $W_{\text{ep},y}$ or $W_{\text{ep},z}$ may be used, see Annex B.
^b The elastic section modulus corresponds to the extreme fibre with the maximum elastic stress.

8.2.3 Tension

(1)P The design value of the tension force N_{Ed} at each cross-section shall satisfy the criterion (8.13):

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{t,\text{Rd}}} \leq 1,0 \quad (8.13)$$

where

$N_{t,\text{Rd}}$ is the design tension resistance. For the gross cross-section, it is given by:

$$N_{t,\text{Rd}} = N_{\text{pl},\text{Rd}} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.14)$$

- (2) For cross-sections with holes, the design tension resistance $N_{t,\text{Rd}}$ should be taken as the smaller of:
- the design plastic resistance of the gross cross-section according to (8.14);
 - the design ultimate resistance of the net cross-section considering holes;

$$N_{u,Rd} = \frac{k A_{\text{net}} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (8.15)$$

where

$k = 1,0$ for sections with smooth holes (i.e. holes without notches), for example holes fabricated by drilling or water jet cutting;

$k = 0,9$ for sections with rough holes (i.e. holes with notches), for example holes fabricated by punching or flame cutting;

$k = 0,9$ for structures subjected to fatigue.

(3) Where capacity design according to EN 1998 (see 3.1.10) is required, the design plastic resistance $N_{pl,Rd}$ of the gross cross-section should be less than the design ultimate resistance of the net cross-section considering holes $N_{u,Rd}$. Steel grades higher than S460 should not be used where capacity design is required.

(4) For category C connections according to EN 1993-1-8, the design tension resistance $N_{t,Rd}$ of the net cross-section considering holes for fasteners should be taken as $N_{net,Rd}$, from Formula (8.16):

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{\text{net}} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.16)$$

NOTE For angles connected by one leg and other asymmetrically connected members in tension, see EN 1993-1-8.

8.2.4 Compression

(1)P The design value of the compression force N_{Ed} at each cross-section shall satisfy:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.17)$$

(2) The design resistance of the cross-section for uniform compression $N_{c,Rd}$ should be taken as:

$$N_{c,Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M0}} \quad (8.18)$$

where

N_{Rk} is the characteristic resistance to an axial force according to 8.2.2.6.

(3) Fastener holes, except for oversize and slotted holes as defined in EN 1090-2, may be neglected in compression members if they are filled by fasteners.

(4) For asymmetric Class 4 cross-sections, the method given in 8.2.9.3 should be used to take into account the additional moment ΔM_{Ed} due to the eccentricity of the centroidal axis of the effective cross-section, see 8.2.2.5(3).

8.2.5 Bending

(1)P The design value of the bending moment M_{Ed} at each cross-section shall satisfy the criterion (8.19):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.19)$$

where

$M_{c,Rd}$ is determined considering fastener holes, see (4) to (6).

(2) The design bending moment resistance of the cross-section for bending about one principal axis $M_{c,Rd}$, should be calculated from Formula (8.20):

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M0}} \quad (8.20)$$

where

M_{Rk} is the characteristic value of the resistance to bending moment according to 8.2.2.6, for the appropriate axis of bending.

(3) For bending about both axes, the methods given in 8.2.9 should be used.

(4) Holes in the tension flange may be ignored if for the tension flange the condition (8.21) is satisfied:

$$\frac{A_{t,net} k f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_t f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.21)$$

where

k is defined in 8.2.3(2);

$A_{t,net}$ is the net area of the tension flange;

A_t is the area of the tension flange.

NOTE The criterion in (4) provides capacity design (see 3.1.9).

(5) Holes in the tension zone of the web may be ignored if the limit given in (4) is satisfied for the complete tension zone comprising the tension flange plus the tension zone of the web.

(6) Fastener holes except for oversize and slotted holes in the compression zone of the cross-section may be neglected provided that they are filled by fasteners.

8.2.6 Shear

(1)P The design value of the shear force V_{Ed} at each cross-section shall satisfy the criterion (8.22):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.22)$$

where

$V_{c,Rd}$ is the design shear resistance. For plastic design $V_{c,Rd}$ is the design plastic shear resistance $V_{pl,Rd}$. For elastic design, verification of the cross-section should be made using the yield criterion in (4) and (5).

(2) In the absence of torsion the design plastic shear resistance $V_{pl,Rd}$ should be calculated from Formula (8.23):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (8.23)$$

where

A_v is the shear area.

(3) Depending on the section, the shear area A_v may be taken as follows:

a) in rolled I and H sections, for load parallel to the web:

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \text{ but not less than } \eta h_w t_w$$

b) in rolled I and H sections, for load parallel to the flanges: $2bt_f$

c) in rolled channel sections, for load parallel to the web: $A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$

d) in T-sections, for load parallel to the web

- for rolled T-sections: $A - bt_f + (t_w + 2r)\frac{t_f}{2}$

- for welded T-sections: $t_w \left(h - \frac{t_f}{2} \right)$

e) in welded I, H and box sections, for load parallel to the web: $\eta \sum(h_w t_w)$

f) in welded I, H, channel and box sections, for load parallel to the flanges: $A - \sum(h_w t_w)$

g) in rolled rectangular hollow sections of uniform thickness:

- for load parallel to the depth: $A h/(b + h)$

- for load parallel to the width: $A b/(b + h)$

h) in circular hollow sections and tubes of uniform thickness: $2A/\pi$

i) in elliptical hollow sections of uniform thickness:

- for load parallel to the depth: $2(h - t)t$

- for load parallel to the width: $2(b - t)t$

where

- A is the cross-sectional area;
- b is the overall width;
- h is the overall depth;
- h_w is the depth of the web measured between the flanges, see Figure 3.1;
- r is the root radius;
- t_f is the flange thickness;
- t_w is the web thickness (if the web thickness is not constant t_w should be taken as the minimum thickness);
- t is the thickness of the hollow section;
- η see EN 1993-1-5.

NOTE η can conservatively be taken as 1,0.

(4) For elastic design, the yield criterion (8.24) for the critical point of the cross-section may be used, unless shear buckling verification according to EN 1993-1-5 is required:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (8.24)$$

The design value of the shear stress τ_{Ed} may be calculated from Formula (8.25):

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t} \quad (8.25)$$

where

- V_{Ed} is the design value of the shear force;
- S is the first moment of area about the centroidal axis of the portion of the cross-section between the verification point at which the shear stress is calculated and the boundary of the cross-section;
- I is the moment of inertia of the whole cross-section;
- t is the thickness at the verification point.

NOTE Verification according to (4) can be conservative as it excludes partial plastic shear distribution, which is permitted in elastic design.

(5) For I- or H-sections, the design value of the shear stress τ_{Ed} in the web may be calculated from Formula (8.26):

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{if } A_f / A_w \geq 0,6 \quad (8.26)$$

where

A_f is the area of one flange;

A_w is the area of the web: $A_w = h_w t_w$.

(6) The shear buckling resistance for webs without intermediate stiffeners should be determined according to EN 1993-1-5, if the web slenderness is such that the condition (8.27) applies:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (8.27)$$

For the value of η see EN 1993-1-5. For the criterion (8.27), $\eta = 1,2$ may be assumed.

NOTE For shear buckling resistance, EN 1993-1-5 covers panels supported on four edges only.

(7) For circular or elliptical hollow sections of uniform thickness, the shear buckling resistance should be determined according to EN 1993-1-6 if:

- $(d-t)/t > 100 \varepsilon^2$ for circular hollow sections;
- $(h-t)/t > 100 \varepsilon^2$ for elliptical hollow sections loaded parallel to the depth;
- $(b-t)/t > 100 \varepsilon^2$ for elliptical hollow sections loaded parallel to the width.

(8) Fastener holes should be considered for the verification of the design shear resistance at connection zones in accordance with EN 1993-1-8 but may be neglected elsewhere.

8.2.7 Torsion

(1) The total torsional moment T_{Ed} at any cross-section should be considered as the sum of two internal effects as indicated in Formula (8.28):

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (8.28)$$

where

$T_{t,Ed}$ is the design value of the internal St. Venant torsional moment;

$T_{w,Ed}$ is the design value of the internal warping torsional moment.

(2) The values of $T_{t,Ed}$ and $T_{w,Ed}$ at any cross-section may be determined from the total torsional moment T_{Ed} by elastic analysis, taking account of the section properties of the member, the conditions of restraint at the supports and the distribution of the actions along the member.

(3) For elastic design of members subject to a torsional moment, the criterion in 8.2.1(5) may be applied. The following stresses due to torsion should be taken into account:

- the longitudinal stresses $\sigma_{w,Ed}$ due to the bimoment B_{Ed} ;
- the shear stresses $\tau_{t,Ed}$ due to St. Venant torsion $T_{t,Ed}$;

— the shear stresses $\tau_{w,Ed}$ due to warping torsion $T_{w,Ed}$.

(4) As a simplification, in the case of a member with a hollow cross-section, the effects of torsional warping may be neglected. Also as a simplification, in the case of a member with open cross-section, such as I or H, the effects of St. Venant torsion may be neglected.

(5) For a Class 1 or Class 2 cross-section, the verification may refer to its plastic resistance and the torsion effects of the bimoment B_{Ed} may be derived from an elastic analysis, see (2).

(6) For determining the plastic moment resistance of a cross-section due to bending and torsion, only torsion effects B_{Ed} should be derived from elastic analysis, see (3).

(7) For Class 1 or Class 2 symmetric I-cross-sections in bending about the major axis, the design plastic bending moment resistance $M_{c,B,Rd}$ reduced by the bimoment B_{Ed} may be calculated from Formula (8.29):

$$M_{c,B,Rd} = \sqrt{1 - \frac{B_{Ed}}{B_{Rd}}} M_{pl,Rd} \quad (8.29)$$

where

B_{Rd} is the design value of the plastic resistance to bimoment;

$$B_{Rd} = \frac{W_{B,pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$W_{B,pl}$ is the plastic section modulus for the plastic resistance to bimoment.

NOTE For doubly symmetric I- and H-sections: $W_{B,pl} = 0,25 t_f b^2 (h - t_f)$.

(8) For the verification of the resistance of closed hollow sections, the design shear resistance of the individual parts of the cross-section according to EN 1993-1-5 should be taken into account if shear buckling is relevant.

(9) Where the torsional moment is combined with a shear force, the plastic shear resistance should be reduced from $V_{pl,Rd}$ to $V_{pl,T,Rd}$ and the design shear force should satisfy:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.30)$$

in which $V_{pl,T,Rd}$ should be taken as:

— for an I or H section:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (8.31)$$

— for a channel section:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (8.32)$$

— for a structural hollow section:

$$V_{\text{pl,T,Rd}} = \left[1 - \frac{\tau_{t,\text{Ed}}}{\left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}} \right] V_{\text{pl,Rd}} \quad (8.33)$$

8.2.8 Combined bending and shear

(1) Where bending moment and shear force are present, the effect of shear force on the bending moment resistance of the cross-section should be considered.

(2)P The design value of the bending moment M_{Ed} at each cross-section shall satisfy the criterion (8.34):

$$\frac{M_{\text{Ed}}}{M_{V,\text{Rd}}} \leq 1,0 \quad (8.34)$$

where

$M_{V,\text{Rd}}$ is the design plastic moment resistance reduced due to the shear force V_{Ed} .

(3) The effect of the shear force V_{Ed} on the design bending moment resistance $M_{c,\text{Rd}}$ may be neglected if the condition (8.35) is satisfied:

$$V_{\text{Ed}} \leq \eta_V V_{\text{pl,Rd}} \quad (8.35)$$

Where shear buckling reduces the section resistance, see 8.2.6(6), 8.2.6(7) and EN 1993-1-5.

NOTE The value of η_V is 0,5 unless the National Annex gives a different value depending on the type of section. Modifications of ρ in Formulae (8.37), (8.40) and (8.61) can be given accordingly.

(4) In all other cases, the reduced design bending moment resistance of the cross-section to the combination of bending moment and shear force should be taken as the design bending moment resistance of the cross-section determined using a reduced yield strength $f_{y,\text{red}}$ for the cross-sectional area affected by shear:

$$f_{y,\text{red}} = (1 - \rho) f_y \quad (8.36)$$

where

$$\rho = \left(\frac{2V_{\text{Ed}}}{V_{c,\text{Rd}}} - 1 \right)^2 \quad (8.37)$$

$V_{c,\text{Rd}}$ is taken as $V_{\text{pl,Rd}}$ obtained from 8.2.6(2).

For circular and elliptical hollow sections of uniform thickness, the reduced moment resistance should be taken as the design resistance of the cross-section calculated using the reduced yield strength $f_{y,\text{red}}$ from Formula (8.36) for the full cross-section area.

(5) Instead of reducing the yield strength, the plate thickness of the relevant part of the cross section may be reduced.

(6) When torsion is present $V_{c,\text{Rd}}$ should be taken as $V_{\text{pl,T,Rd}}$ from 8.2.7.

(7) For I-sections with Class 1 and Class 2 cross-sections, if torsion is present, the reduced design plastic moment resistance $M_{B,V,Rd}$ should be taken as the design resistance of the cross-section calculated using a reduced yield strength $f_{y,red}$ as follows:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) f_y \frac{M_{c,B,Rd}}{M_{c,Rd}} \quad \text{for the shear area} \quad (8.38)$$

$$f_{y,red} = f_y \frac{M_{c,B,Rd}}{M_{c,Rd}} \quad \text{for the rest of the cross-section} \quad (8.39)$$

where

$M_{c,B,Rd}$ is given in 8.2.7(7). In the absence of warping torsion: $M_{c,B,Rd} = M_{c,Rd}$

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2 \quad \text{see 8.2.7, but should be taken as 0 for } V_{Ed} \leq \eta_V V_{pl,T,Rd} \quad (8.40)$$

where

η_V is given in 8.2.8(3).

(8) Alternatively, for doubly symmetric I-sections with Class 1 and Class 2 cross-sections under bending about the major axis y-y, the reduced design plastic moment resistance allowing for the shear force and the bimoment may be obtained, as follows:

$$M_{y,B,V,Rd} = \frac{\left(W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4 t_w} \right) f_y}{\gamma_M} \frac{M_{y,c,B,Rd}}{M_{y,c,Rd}} \quad \text{but } M_{y,B,V,Rd} \leq M_{y,c,B,Rd} \quad (8.41)$$

where

$M_{y,c,Rd}$ is obtained from 8.2.5(2)

$M_{y,c,B,Rd}$ is obtained from 8.2.7(7)

$$A_w = h_w t_w \quad (8.42)$$

When warping torsion is not present, then: $M_{y,c,B,Rd} = M_{y,c,Rd}$

NOTE For the interaction of bending, shear and transverse loads, see 8.2.11.

8.2.9 Combined bending and axial force

8.2.9.1 Class 1 and Class 2 cross-sections

(1) Where bending moment and axial force are present, the effect of the axial force on the plastic bending moment resistance should be considered.

(2)P For Class 1 and Class 2 cross sections, the design value of the bending moment M_{Ed} at each cross-section shall satisfy the criterion (8.43):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.43)$$

where

$M_{N,Rd}$ is the design plastic moment resistance reduced due to the axial force N_{Ed} .

(3) For a rectangular solid section without fastener holes, $M_{N,Rd}$ should be taken from Formula (8.44):

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (8.44)$$

(4) For doubly symmetric I- and H-sections or other sections with flanges, the effect of the axial force on the plastic bending moment resistance about the y-y axis may be neglected if both the following conditions are satisfied:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (8.45)$$

and

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.46)$$

For doubly symmetric I- and H-sections the effect of the axial force on the plastic bending moment resistance about the z-z axis may be neglected if condition (8.47) is satisfied:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.47)$$

(5) For doubly symmetric I- and H-sections where holes may be neglected $M_{N,Rd}$ may be taken as:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a} \quad \text{but } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (8.48)$$

for $n \leq a$:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (8.49)$$

for $n > a$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (8.50)$$

where

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2bt_f) / A \quad \text{but } a \leq 0,5$$

(6) For rectangular hollow sections of uniform thickness, where holes may be neglected and for welded box sections with equal flanges and equal webs where holes may be neglected, $M_{N,Rd}$ may be taken as:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_w} \quad \text{but } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (8.51)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_f} \quad \text{but } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (8.52)$$

where

- $a_w = (A - 2bt) / A$ but $a_w \leq 0,5$ for hollow sections;
 $a_w = (A - 2bt_f) / A$ but $a_w \leq 0,5$ for welded box sections;
 $a_f = (A - 2ht) / A$ but $a_f \leq 0,5$ for hollow sections;
 $a_f = (A - 2ht_w) / A$ but $a_f \leq 0,5$ for welded box sections.

(7) For cross-sections where fastener holes may be neglected, the approximation in Formula (8.53) may be used for circular hollow sections of uniform thickness:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - n^{1,7}\right) \quad (8.53)$$

(8) For cross-sections where fastener holes may be neglected, the approximation in Formulae (8.54) and (8.55) may be used for elliptical hollow sections of uniform thickness:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left(1 - n^{1,7}\right) \quad (8.54)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left(1 - n^{1,7}\right)^{1,18} \quad (8.55)$$

(9) For bi-axial bending the criterion (8.56) should be satisfied:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^{\alpha_y} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{\alpha_z} \leq 1 \quad (8.56)$$

in which α_y and α_z may be taken as:

— For I- and H-sections:

$$\alpha_y = 2; \alpha_z = 5n \text{ but } \alpha_z \geq 1$$

— For rectangular hollow sections:

$$\alpha_y = \alpha_z = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \quad \text{for } n \leq 0,8$$

$$\alpha_y = \alpha_z = 6 \quad \text{for } n > 0,8$$

— For circular hollow sections:

$$\alpha_y = 2; \alpha_z = 2$$

— For elliptical hollow sections:

$$\alpha_y = 2; \alpha_z = 1,7$$

where

$$n = N_{ed} / N_{pl,Rd}$$

α_y and α_z may conservatively be taken as 1,0.

8.2.9.2 Class 3 cross-sections

(1)P In the absence of shear force, the maximum longitudinal stress $\sigma_{x,Ed}$ for Class 3 cross-sections shall satisfy the criterion (8.57):

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.57)$$

where

$\sigma_{x,Ed}$ is the design value of the longitudinal normal stress due to moment and axial force taking account of fastener holes where relevant, see 8.2.3, 8.2.4 and 8.2.5.

(2) Alternatively, for Class 3 doubly symmetric I or H sections, hollow sections and doubly symmetric welded box sections, where fastener holes may be neglected, the elasto-plastic bending moment capacity may be taken into account. In this case, the rules given in Annex B should be applied.

8.2.9.3 Class 4 cross-sections

(1)P In the absence of shear force, the maximum longitudinal normal stress $\sigma_{x,Ed}$ for Class 4 cross-sections shall satisfy the criterion (8.58):

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.58)$$

where

$\sigma_{x,Ed}$ is the design value of the longitudinal normal stress due to bending moment and axial force determined using the effective cross-section properties (see 8.2.2.5), taking account of fastener holes where relevant, see 8.2.3, 8.2.4 and 8.2.5.

(2) Alternatively, the simplified criterion (8.59) may be used:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_y}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_z}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.59)$$

where

N_{Rd} is the design value of the resistance to axial force calculated with the effective area of the cross-section when subjected to uniform compression only, see 8.2.2.6(1);

$M_{y,Rd}$ and $M_{z,Rd}$ are the design values of bending resistance calculated with the effective section modulus (corresponding to the fibre with the maximum elastic stress) of the cross-section when subjected only to moment about the strong axis and the weak axis respectively, see 8.2.2.6(1);

ΔM_y and ΔM_z are the additional bending moments about the strong axis and the weak axis respectively, due to the shift of the centroidal axis when the cross-section is subjected to compression only, see 8.2.2.5(3).

NOTE The signs of N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ and ΔM_i depend on the combination of the respective direct stresses.

8.2.10 Combined bending, shear and axial force

- (1) Where bending moment, shear force and axial force are present, the effect of both shear force and axial force on the bending moment resistance of the cross-section should be taken into account.
- (2) The effect of the shear force V_{Ed} on the resistances defined for bending and axial force in 8.2.9 may be neglected if the condition (8.35) is satisfied, except where shear buckling reduces the section resistance, see EN 1993-1-5.
- (3) In all other cases, the reduced design bending moment resistance of the cross-section for combined bending moment, shear force and axial force should be determined using a reduced yield strength $f_{y,red}$ from Formula (8.60) for the cross-sectional area affected by shear when determining the combined resistance for bending moment and axial force:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) f_y \quad (8.60)$$

where

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (8.61)$$

$V_{c,Rd}$ is taken as $V_{pl,Rd}$ obtained from 8.2.6(2).

For circular and elliptical hollow sections of uniform thickness, the design resistance of the cross-section for combined bending moment and axial force should be determined using a reduced yield strength $f_{y,red}$ from Formula (8.60) for the full cross-section area.

- (4) Instead of reducing the yield strength, the plate thickness of the relevant part of the cross section may be reduced.
- (5) Where torsion is present, $V_{c,Rd}$ should be taken as $V_{pl,T,Rd}$ obtained from 8.2.7.

8.2.11 Resistance to transverse forces

- (1) The resistance of unstiffened webs against the design transverse forces $F_{z,Ed}$ should be verified using the rules in EN 1993-1-5.
- (2) As simplified approach for a structural member in a building with transverse force applied on one flange only, provided that the condition (8.62) and criterion (8.63) are fulfilled:

$$F_{z,Ed} \leq 534 \varepsilon^2 \frac{t_w^3}{d_w} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.62)$$

$$M_{Ed} \leq M_{el,y,Rd} \quad (8.63)$$

the resistance of an unstiffened web to a design transverse force $F_{z,Ed}$ may be verified using criterion (8.64):

$$\frac{F_{z,Ed}}{k_w F_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.64)$$

where

- Entwurf -

$$k_w = 1,0 \quad \text{for } |\sigma_{\text{com},\text{Ed}}| \leq 0,7 \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{or } F_{z,\text{Ed}} \text{ applied at the tension flange}$$

$$k_w = 1,7 - \frac{|\sigma_{\text{com},\text{Ed}}|}{\frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \quad \text{if } V_{\text{Ed}} \leq F_{z,\text{Rd}} \quad F_{z,\text{Ed}} \text{ applied at the flange in compression}$$

$$k_w = 3,33 \cdot \left(1 - \frac{|\sigma_{\text{com},\text{Ed}}|}{\frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right) \quad \text{if } V_{\text{Ed}} > F_{z,\text{Rd}} \quad F_{z,\text{Ed}} \text{ applied at the flange in compression}$$

$\sigma_{\text{com},\text{Ed}}$ is the design value of the longitudinal compressive stress σ_x in the web at the end of fillets or weld toes directly below the transverse force $F_{z,\text{Ed}}$;

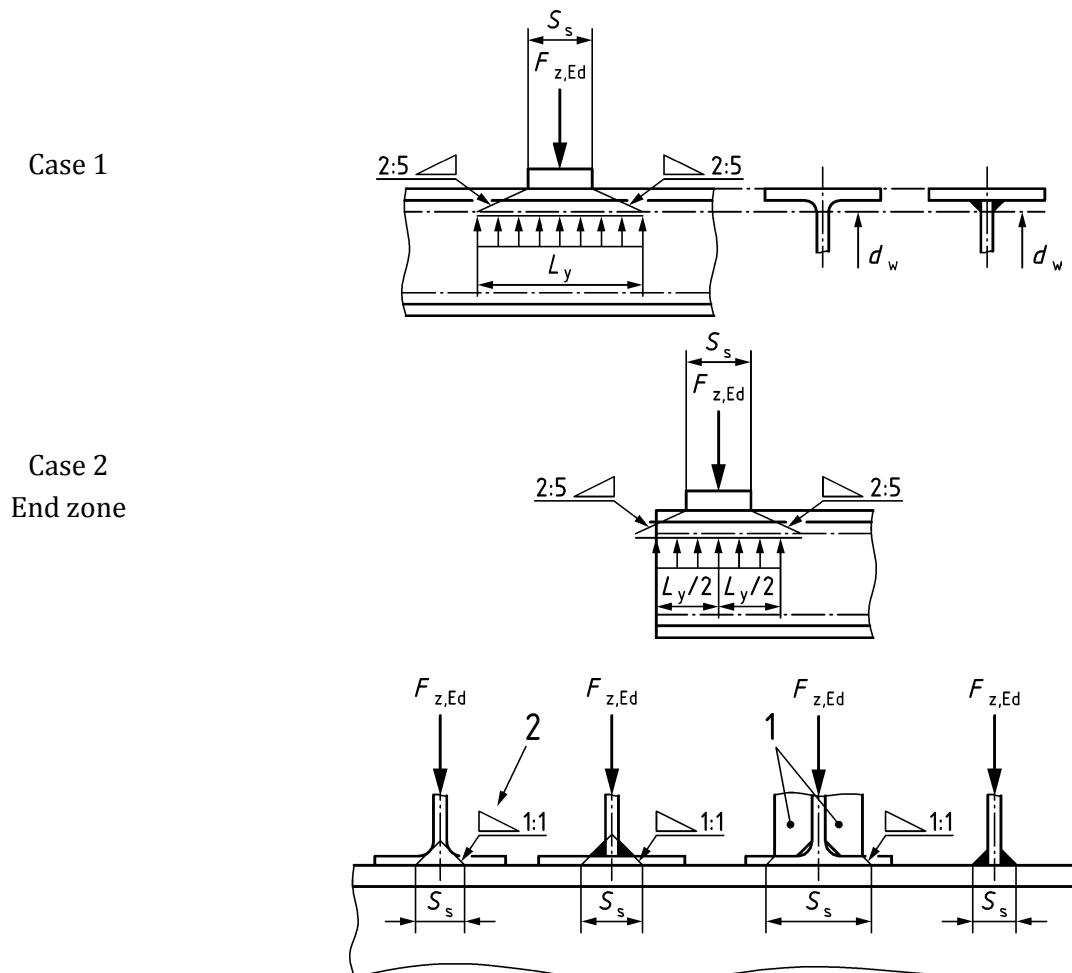
d_w is the web depth between fillets or weld toes, see Figure 8.4;

$F_{z,\text{Rd}}$ is the design resistance of an unstiffened web to a transverse force:

$$F_{z,\text{Rd}} = \frac{L_y t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.65)$$

L_y is the effective length for the resistance to transverse forces determined according to the length of stiff bearing s_s , see Figure 8.4.

V_{Ed} are the design shear force and the design bending moment respectively, in the section where the transverse force $F_{z,\text{Ed}}$ is applied.

**Key**

- 1 transverse stiffeners
- 2 inclination for the calculation of L_y

Figure 8.4 — Definition of the lengths L_y , d_w and s_s

(3) In the presence of longitudinal tensile stress in the flange under the transverse compressive force, the criterion (8.1) should be satisfied with:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{L_y t_w} \quad (8.66)$$

8.3 Buckling resistance of members

8.3.1 Uniform members in compression

8.3.1.1 Buckling resistance

(1) The design value of the compression force N_{Ed} should satisfy the criterion (8.67):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.67)$$

where

N_{Ed} is the design value of the compression force;

$N_{b,Rd}$ is the design buckling resistance in compression.

(2) Verification of the buckling resistance in compression may be omitted when the relative slenderness is $\bar{\lambda} \leq 0,2$ or when the design value of the compression force is $N_{Ed} \leq 0,04 N_{cr}$, see 8.3.1.2.

(3) For members with asymmetric Class 4 cross-sections, the additional moment ΔM_{Ed} due to the eccentricity of the centroidal axis of the effective section should be considered, see 8.2.2.5(3). Verification should be in accordance with 8.3.3 or 8.3.4.

(4) The design buckling resistance in compression $N_{b,Rd}$ should be taken as:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi N_{Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (8.68)$$

where

χ is the buckling reduction factor which should be determined as a function of the relative slenderness $\bar{\lambda}$ of the compression member, for the relevant buckling mode. See 8.3.1.3 for flexural buckling and 8.3.1.4 for torsional or torsional-flexural buckling.

N_{Rk} is the characteristic value of the resistance to compression according to 8.2.2.6.

(5) For determining the buckling resistance of members with tapered sections along the member or for non-uniform distribution of the compression force, second order analysis according to 7.2.2 may be performed.

NOTE For out-of-plane buckling, see also 8.3.4.

(6) In determining A and A_{eff} holes for fasteners at the column ends may be neglected.

8.3.1.2 Slenderness of compression members

(1) The relative slenderness $\bar{\lambda}$ should be taken from Formula (8.69):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr}}} \quad (8.69)$$

where

N_{cr} is the elastic critical force for the relevant buckling mode based on the gross cross-sectional properties:

$$N_{cr} = N_{cr,y} \quad \text{for elastic flexural buckling about y-y, leading to } \bar{\lambda}_y;$$

$$N_{cr} = N_{cr,z} \quad \text{for elastic flexural buckling about z-z, leading to } \bar{\lambda}_z;$$

$$N_{cr} = N_{cr,T} \quad \text{for torsional buckling, leading to } \bar{\lambda}_T;$$

$$N_{cr} = N_{cr,TF} \quad \text{for elastic torsional or torsional-flexural buckling, leading to } \bar{\lambda}_{TF}.$$

NOTE Formulae for the elastic critical forces can be found in the technical report CEN/TR 1993-1-103.

(2) As an alternative, for flexural buckling, the relative slenderness $\bar{\lambda}$ may be taken as:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{for Class 1, 2 and 3 cross-sections} \quad (8.70)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad \text{for Class 4 cross-sections} \quad (8.71)$$

where

L_{cr} is the buckling length in the buckling plane considered;

i is the radius of gyration about the relevant axis, determined using the properties of the gross cross-section;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad (8.72)$$

where

ε is the material parameter defined in 5.2.5(2).

8.3.1.3 Buckling reduction factor for flexural buckling

(1) For flexural buckling of members in axial compression, the value of the buckling reduction factor χ for the appropriate relative slenderness $\bar{\lambda}$ should be determined from the relevant buckling curve according to Formula (8.73):

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{but } \chi \leq 1,0 \quad (8.73)$$

where

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (8.74)$$

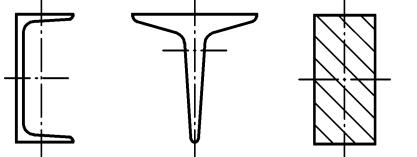
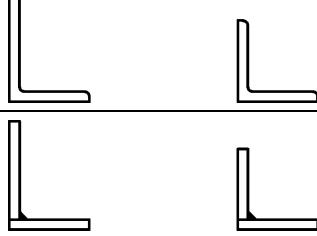
(2) The imperfection factor α corresponding to the appropriate buckling curve, see Table 8.3, should be obtained from Table 8.2.

Table 8.2 — Imperfection factors for buckling curves

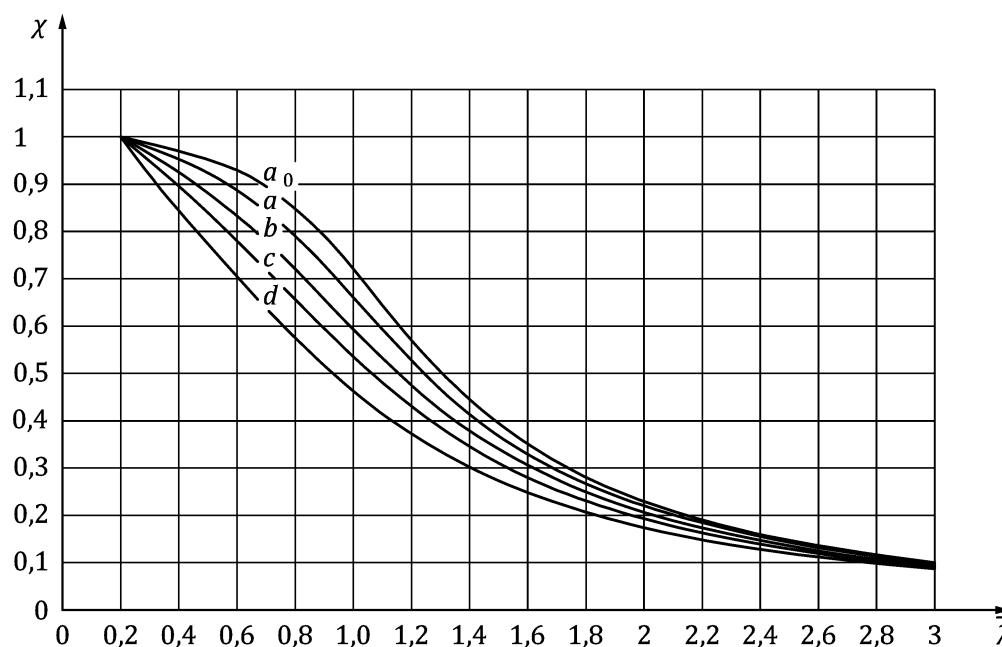
Buckling curve	a_0	a	b	c	d
Imperfection factor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Table 8.3 — Selection of buckling curve for flexural buckling

	Cross-section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve	
				S235	S460
Rolled sections		$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $h/b \leq 1,2$	y-y	a	a_0
			z-z	b	a
		$t_f > 40 \text{ mm}$ $h/b > 1,2$	y-y	b	a
			z-z	c	b
		$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $h/b \leq 1,2$	y-y	b	a
			z-z	c	b
		$t_f > 100 \text{ mm}$ $h/b > 1,2$	y-y	d	c
			z-z	d	c
Welded I-sections		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	b	b
			z-z	c	c
Hollow sections		hot finished	any	a	a_0
			any	c	c
Welded box sections		generally (except as below)	any	b	b
			any	c	c
		thick welds: $a > 0,5t_f$ and $b/t_f < 30$, and $h/t_w < 30$	any		

Cross-section		Limits	Buckling about axis	Buckling curve	
				S235	S460 Up to S700 inclusive
				S275	S355 S420
U-, T- and solid sections			any	c	c
L-sections		Rolled sections	any	b	a
		Welded sections $t \leq 40 \text{ mm}$	any	c	c

(3) Values of the reduction factor χ for the appropriate relative slenderness $\bar{\lambda}$ may be obtained from Figure 8.5.

**Key**Relative slenderness $\bar{\lambda}$ Reduction factor χ **Figure 8.5 — Buckling curves**

8.3.1.4 Buckling reduction factors for torsional and torsional-flexural buckling

(1) For members with open cross-sections, the resistance of the member to either torsional or torsional-flexural buckling may be less than its resistance to flexural buckling.

NOTE This is relevant for members with doubly symmetric cross-sections in combination with intermediate lateral restraints, as well as for cruciform and asymmetric cross-sections, e.g. channel, L, T, and I- or H- sections with single symmetry.

(2) For symmetric or asymmetric cross-sections, the buckling reduction factor χ_T for torsional buckling or χ_{TF} for torsional-flexural buckling may be determined by using the column buckling formulae and curves of Formula (8.73) and Figure 8.5, with the buckling coefficients for z-z in accordance with Table 8.3. The relative slenderness $\bar{\lambda}_T$ or $\bar{\lambda}_{TF}$ as defined in 8.3.1.2 should be used for $\bar{\lambda}$.

(3) For doubly symmetric I- and H-section members in compression with continuous or discrete intermediate lateral restraints, failing in torsional or torsional-flexural buckling (see Figure 8.6), the appropriate buckling reduction factor χ_{TF} may be more accurately determined from Formula (8.75):

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\Phi_{TF} + \sqrt{\Phi_{TF}^2 - \bar{\lambda}_{TF}^2}} \quad \text{but } \chi_{TF} \leq 1,0 \quad (8.75)$$

where

$$\phi_{TF} = 0,5 \left[1 + \left(\frac{\bar{\lambda}_{TF}}{\bar{\lambda}_z} \right)^2 \cdot \alpha_{TF} (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_{TF}^2 \right] \quad (8.76)$$

NOTE 1 For the relative slenderness $\bar{\lambda}_{TF}$ and $\bar{\lambda}_z$, see (5).

NOTE 2 For the imperfection factor α_{TF} , see (6).

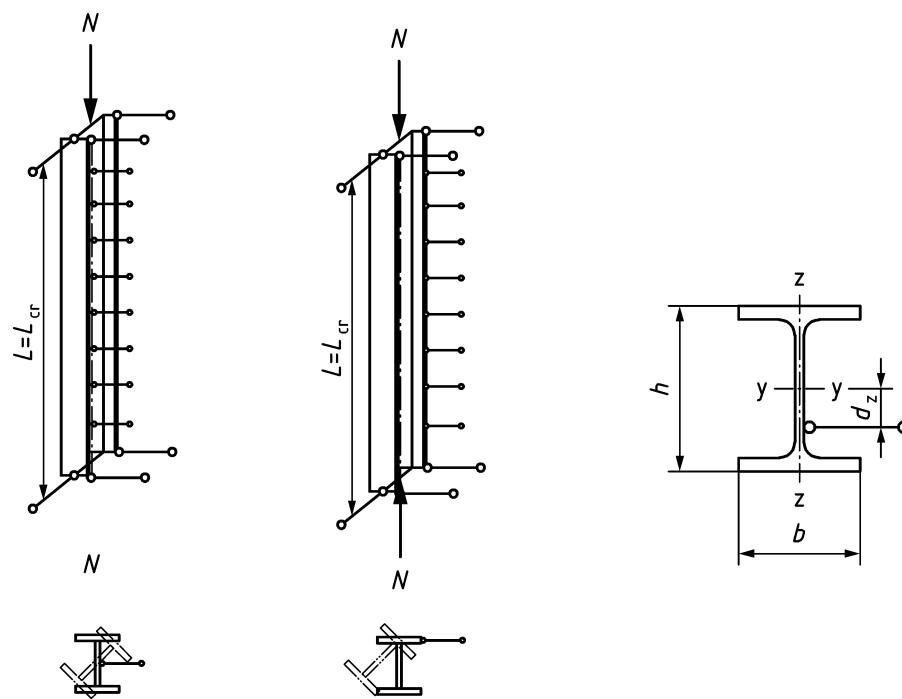


Figure 8.6 — Torsional-flexural buckling of laterally braced doubly symmetric sections – Geometrical definitions

(4) For a torsional buckling mode, the buckling reduction factor χ_T should be used; it should be determined from Formula (8.75) using the relative slenderness $\bar{\lambda}_T$ and the parameter ϕ_T , instead of $\bar{\lambda}_{TF}$ and ϕ_{TF} .

(5) The relative slenderness $\bar{\lambda}_{TF}$ and $\bar{\lambda}_z$ in Formula (8.75) should be determined in accordance with 8.3.1.2 using the weak axis (z-z) buckling length L_{cr} of the unrestrained flange to determine the relative slenderness $\bar{\lambda}_z$.

(6) The imperfection factor α_{TF} in Formula (8.76) should be determined from Formula (8.77):

$$\alpha_{TF} = \alpha \sqrt{\frac{A f_y (i_p^2 + d_z^2)}{6,25 G I_T}} \quad \text{but } \alpha_{TF} \leq \alpha \quad (8.77)$$

where

α is the imperfection factor according to Table 8.3, for buckling about z-z axis,

i_p is the polar radius of gyration such that:

$$i_p^2 = \frac{I_y + I_z}{A}$$

d_z is the distance of the intermediate lateral supports from the shear centre, see Figure 8.6.

(7) Where individual/discrete intermediate lateral supports are provided, a buckling check for weak-axis flexural buckling between the intermediate supports should be carried out.

8.3.2 Uniform members in bending

8.3.2.1 Buckling resistance

(1) A laterally unrestrained member subject to a major axis bending moment should be verified against lateral torsional buckling. The design value of the bending moment M_{Ed} should satisfy the criterion (8.78):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.78)$$

where

M_{Ed} is the design value of the moment;

$M_{b,Rd}$ is the design buckling bending resistance.

(2) Verification of the lateral torsional buckling resistance may be neglected for hollow sections and welded box sections or beams with sufficient restraint to the compression flange which are not susceptible to lateral torsional buckling.

(3) Conditions on stiffness of restraint devices of beams in buildings may be taken from Annex D.

(4) The design buckling bending resistance $M_{b,Rd}$ of a laterally unrestrained beam should be taken from Formula (8.79):

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (8.79)$$

where

χ_{LT} is the reduction factor for lateral torsional buckling, which should be determined as a function of the relative slenderness $\bar{\lambda}_{LT}$ of the member, see 8.3.2.3;

M_{Rk} is the characteristic value of the resistance to bending moment, see 8.2.2.6.

(5) For determining the buckling resistance of beams with tapered sections, second order analysis according to 7.2.2 may be performed.

NOTE For out-of-plane buckling, see also 8.3.4.

(6) In determining M_{Rk} , holes for fasteners at the beam end may be neglected.

8.3.2.2 Slenderness for lateral torsional buckling curves

(1) The relative slenderness for lateral torsional buckling $\bar{\lambda}_{LT}$ should be taken from Formula (8.80):

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (8.80)$$

where

M_{cr} is the elastic critical moment for lateral torsional buckling.

(2) M_{cr} should be based on gross cross-sectional properties and considers the loading conditions, the actual moment distribution and the lateral restraints.

NOTE Formulae for the elastic critical moment can be found in the technical report CEN/TR 1993-1-103.

8.3.2.3 Buckling reduction factors χ_{LT} for lateral torsional buckling

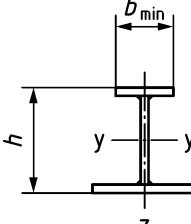
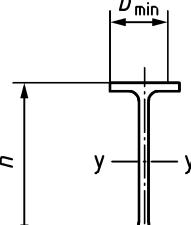
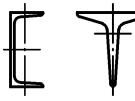
(1) Verification of lateral torsional buckling resistance may be neglected when the relative slenderness for lateral torsional buckling satisfies $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ or when the design value of the bending moment satisfies: $M_{Ed} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2 M_{cr}$.

NOTE 1 Limitations of validity concerning the beam depth or h/b ratio can be set by the National Annex.

NOTE 2 $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ if end-fork support conditions are assumed for the calculation of M_{cr} between lateral supports unless the National Annex gives a different value.

(2) In general cases of prismatic members with arbitrary boundary conditions, the buckling reduction factor χ_{LT} may be determined by using the buckling formulae and curves of Formula (8.73) and Figure 8.5. The relative slenderness for lateral torsional buckling $\bar{\lambda}_{LT}$ should be used for the relative slenderness $\bar{\lambda}$, and the selection of buckling curves as specified in Table 8.4 should apply.

Table 8.4 — Selection of buckling curves for general cases

Cross-section		Limits	Buckling curve
Welded I-sections ^a		$h/b_{min} \leq 2,0$	c
		$h/b_{min} > 2,0$	d
Rolled I-sections ^a		$h/b_{min} \leq 2,0$	a
		$h/b_{min} > 2,0$	b
Other sections (e.g. C-, U-, T-sections)		—	d
NOTE The selection of the buckling curve is based on the minimum flange width b_{min} , irrespective of this being the tension or compression flange.			
a This may also be applied to doubly symmetric sections, where $b_{min} = b$.			

(3) For doubly symmetric I- and H- sections and fork boundary conditions at both ends, the buckling reduction factor χ_{LT} may be taken as:

$$\chi_{LT} = \frac{f_M}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - f_M \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ but } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (8.81)$$

where

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + f_M \left(\left(\frac{\bar{\lambda}_{LT}}{\bar{\lambda}_z} \right)^2 \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) \right] \quad (8.82)$$

α_{LT} is the imperfection factor taken from Table 8.5;

$\bar{\lambda}_{LT}$ is the relative slenderness for lateral torsional buckling, as defined in 8.3.2.2;

$\bar{\lambda}_z$ is the corresponding relative slenderness for weak axis flexural buckling, as defined in 8.3.1.2, with the buckling length $L_{cr,z}$ taken as the distance between the discrete lateral restraints;

f_M is a factor that accounts for the effect of the bending moment distribution between discrete lateral restraints. It may conservatively be taken as 1,0 in cases that cannot be approximated by the diagrams in Table 8.6.

Table 8.5 — Imperfection factor α_{LT} for lateral torsional buckling of doubly symmetric I- and H-sections

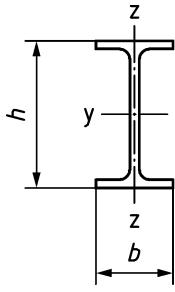
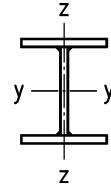
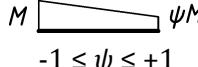
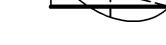
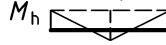
Cross-section		Limits		α_{LT}
Rolled I-sections		$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$0,12 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \text{ but : } \alpha_{LT} \leq 0,34$
			$t_f > 40 \text{ mm}$	$0,16 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \text{ but : } \alpha_{LT} \leq 0,49$
		$h/b \leq 1,2$	—	$0,16 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \text{ but : } \alpha_{LT} \leq 0,49$
Welded I-sections		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$0,21 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \text{ but : } \alpha_{LT} \leq 0,64$
			$t_f > 40 \text{ mm}$	$0,25 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \text{ but : } \alpha_{LT} \leq 0,76$

Table 8.6 — Factors f_M and k_c

Load case	Factor f_M	Factor k_c
$M = \text{uniform}$ 	1,00	1,00
M  $-1 \leq \psi \leq +1$ 	$1,25 - 0,1\psi - 0,15\psi^2$ 1,05	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$ 0,94
M_h  M_h 	For $0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 2,0$: $1,0 + 1,35 \frac{M_0}{M_h} - 0,33 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^3$ For $\frac{M_0}{M_h} \geq 2$: 1,05	$\frac{M_0}{M_h} < 1,0$: 1,00 $\frac{M_0}{M_h} \geq 1,0$: 0,90
M_h 	For $0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 1,47$: $1,25 + 0,5 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^2 - 0,275 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^4$ For $\frac{M_0}{M_h} \geq 1,47$: 1,05	$\frac{M_0}{M_h} < 0,5$: 0,75 $\frac{M_0}{M_h} \geq 0,5$: 0,91
	1,10	0,86
M_h  M_h 	For $0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 2,0$: $1,0 + 1,25 \frac{M_0}{M_h} - 0,30 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^3$ For $\frac{M_0}{M_h} \geq 2,0$: 1,10	$\frac{M_0}{M_h} < 1,0$: 1,00 $\frac{M_0}{M_h} \geq 1,0$: 0,77
M_h 	For $0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 1,5$: $1,25 + 0,325 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^2 - 0,175 \left(\frac{M_0}{M_h} \right)^4$ For $\frac{M_0}{M_h} \geq 1,50$: 1,10	$\frac{M_0}{M_h} < 0,5$: 0,75 $\frac{M_0}{M_h} \geq 0,5$: 0,82
<p>M_0 may be determined by subtracting the average of the two (hogging) moments at the member ends from the (sagging) moment at mid-span.</p>		

8.3.2.4 Simplified method for beams with restraints in buildings

(1) As a simplified method for lateral torsional buckling verification according to 8.3.2.1(1) for member with or without lateral restraints, the design value of bending moment M_{Ed} should satisfy the criterion (8.83):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.83)$$

where

M_{Ed} is the design value of the moment;

$M_{b,Rd}$ is the design buckling bending resistance.

NOTE The method assumes end-fork support conditions for the member ends.

(2) The design buckling resistance $M_{b,Rd}$ should be calculated from Formula (8.84) based on the flexural buckling resistance of the equivalent compression flange:

$$M_{b,Rd} = \chi_{c,z} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (8.84)$$

where

$\chi_{c,z}$ is the reduction factor for flexural buckling of the equivalent compression flange about the weak axis of the section determined with $\bar{\lambda}_{c,z,mod}$; see (3).

W_y $W_{pl,y}$ for Class 1 and 2, and $W_{el,y}$ with $\max |z|$ for Class 3.

(3) The buckling reduction factor $\chi_{c,z}$ should be determined by using the buckling formulae and curves of Formula (8.73) and Figure 8.5. The relative slenderness of the equivalent compression flange $\bar{\lambda}_{c,z,mod}$ should be used for the relative slenderness $\bar{\lambda}$. The buckling curves to be used in (2) should be taken as follows:

- Buckling curve c for hot rolled sections;
- Buckling curve d for welded sections.

(4) The relative slenderness of the equivalent compression flange should be determined as follows:

$$\bar{\lambda}_{c,z} = \sqrt{\frac{A_c f_y}{N_{cr,c,z}}} \quad (8.85)$$

where

A_c is the area of the equivalent compression flange

$$A_c = \begin{cases} A_f + \frac{1}{2} \cdot A_w & \text{for load application at compression flange} \\ A_f + \frac{1}{6} \cdot A_w & \text{for load application at shear center} \\ A_f & \text{for load application at tension flange} \end{cases}$$

For other loadings than transverse loads the area of the equivalent compression flange should be taken as $A_c = A_f + \frac{1}{6} \cdot A_w$.

A_f is the area of the compression flange: $A_f = b \cdot t_f$;

A_w is the total web area: $A_w = h_w t_w$;

$N_{cr,c,z}$ elastic critical axial force of the equivalent compression flange for weak axis buckling of the section determined with the moment of inertia of the equivalent compression flange for weak axis buckling of the section and the length between restraints.

(5) The modified relative slenderness of the equivalent compression flange should be determined as follows:

$$\bar{\lambda}_{c,z,mod} = k_c \cdot \beta_c \cdot \bar{\lambda}_{c,z} \quad (8.86)$$

where

$$\beta_c = \sqrt{0,06 \frac{h}{t_{f,max}}} \quad \text{but} \quad \beta_c \leq 2 \quad (8.87)$$

$$\bar{\lambda}_{c,z} + \frac{t_{f,max}}{t_{f,min}}$$

k_c is a slenderness correction factor for moment distribution between restraints, see Table 8.6;

$t_{f,max}$ is the maximum thickness of the top and bottom flange of the section;

$t_{f,min}$ is the minimum thickness of the top and bottom flange of the section.

(6) The verification according to Formulae (8.83) to (8.87) should be applied for all compression flanges within a member.

8.3.3 Uniform members in bending and axial compression

(1) Unless second order analysis with member bow imperfection is carried out, in accordance with Method M4 in 7.2.2(7) or Method M5 in 7.2.2(8), the stability of members should be verified using the rules given in the following clauses.

(2) The stability of uniform members in bending and axial compression with doubly symmetric cross-sections which are not susceptible to distortional deformations should be checked according to the method described in the following clauses. For mono-symmetric I-, H- and welded box sections, rules given in Annex C, C.1 should be used.

NOTE 1 The method given by the technical specification CEN/TS 1993-1-101 is an alternative. The applicability of CEN/TS 1993-1-101 can be set by the National Annex.

NOTE 2 In case the conditions of application expressed in (2) are not fulfilled, see 8.3.4.

(3) The resistance of the cross-section at each end of the member should satisfy the requirements given in 8.2.

(4) For members of structural systems, the buckling resistance may be verified in isolation of the system by using one of the methods in 7.2.2.

(5) Members which are subjected to combined bending and axial compression should satisfy the criteria (8.88) and (8.89):

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (8.88)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (8.89)$$

where

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$

are the design value of the compression force and the design values of the maximum bending moments about the y-y and z-z axis along the member, respectively;

N_{Rk} , $M_{y,Rk}$ and $M_{z,Rk}$

are the characteristic values of the cross-sectional resistance to compression axial force and bending moment about the y-y and z-z axes respectively, see Table 8.1;

$\Delta M_{y,Ed}$,
 $\Delta M_{z,Ed}$

are the moments due to the shift of the centroid axis according to 8.2.2.5 for Class 4 sections;

χ_y and χ_z

are the flexural buckling reduction factors from 8.3.1. For members susceptible to torsional-flexural buckling, see (7);

χ_{LT}

is the lateral torsional buckling reduction factor from 8.3.2. For members not susceptible to lateral torsional buckling: $\chi_{LT} = 1,0$;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} ,
 k_{zz}

are interaction factors, see (6).

NOTE The criteria (8.88) and (8.89) are based on the modelling of simply supported single span members with end fork conditions with or without continuous lateral restraints, subjected to compression forces, end moments and/or transverse loads.

(6) The interaction factors k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} and k_{zz} to be used for the design of members with doubly symmetric cross-sections in the criteria (8.88) and (8.89) are given in the Table 8.7 and Table 8.8.

**Table 8.7 — Interaction factors k_{yy} and k_{yz} for criterion (8.88)
Instability governed by buckling about y-axis**

Plastic cross-sectional properties Class 1, Class 2, Class 3 (with W_{ep} according to Annex B)	Elastic cross-sectional properties Class 3 (with W_{el}), Class 4
For $\bar{\lambda}_y < 1,0$: $k_{yy} = C_{my} \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) n_y \right]$	For $\bar{\lambda}_y < 1,0$: $k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y n_y \right)$
For $\bar{\lambda}_y \geq 1,0$: $k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,8 n_y \right)$	For $\bar{\lambda}_y \geq 1,0$: $k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 n_y \right)$
$k_{yz} = 0,6 k_{zz}$, see Table 8.8	$k_{yz} = k_{zz}$, see Table 8.8
NOTE 1 See (9) for n_y .	
NOTE 2 See (10) and Table 8.9 for C_{my} .	

Table 8.8 — Interaction factors k_{zy} and k_{zz} for criteria (8.89) Instability governed by buckling about z-z axis

Type of section	Plastic cross-sectional properties Class 1, Class 2, Class 3 (with W_{ep} according to Annex B)	Elastic cross-sectional properties Class 3 (with W_{el}), Class 4
k_{zy}	Not susceptible to lateral-torsional buckling $k_{zy} = 0,6 k_{yy}$ See Table 8.7.	$k_{zy} = 0,8 k_{yy}$ See Table 8.7.
	Susceptible to lateral-torsional buckling For $\bar{\lambda}_z < 1,0$: $k_{zy} = 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z n_z}{C_{mLT} - 0,25}$ but $k_{zy} \leq 0,6 + \bar{\lambda}_z$ for $\bar{\lambda}_z < 0,4$ For $\bar{\lambda}_z \geq 1,0$: $k_{zy} = 1 - \frac{0,1 n_z}{C_{mLT} - 0,25}$	For $\bar{\lambda}_z < 1,0$: $k_{zy} = 1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z n_z}{C_{mLT} - 0,25}$ For $\bar{\lambda}_z \geq 1,0$: $k_{zy} = 1 - \frac{0,05 n_z}{C_{mLT} - 0,25}$
k_{zz}	I-sections For $\bar{\lambda}_z < 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} [1 + (2 \bar{\lambda}_z - 0,6) n_z]$ For $\bar{\lambda}_z \geq 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} (1 + 1,4 n_z)$	For $\bar{\lambda}_z < 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} (1 + 0,6 \bar{\lambda}_z n_z)$
	Rectangular, circular or elliptical hollow sections For $\bar{\lambda}_z < 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} [1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) n_z]$ For $\bar{\lambda}_z \geq 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} [1 + 0,8 n_z]$	For $\bar{\lambda}_z \geq 1,0$: $k_{zz} = C_{mz} (1 + 0,6 n_z)$
NOTE 1 See (9) for n_z .		
NOTE 2 See (10) and Table 8.9 for C_{my} and C_{mLT} .		

(7) For members susceptible to torsional and torsional-flexural buckling, the reduction factor χ_z above and in the following should be replaced by χ_{TF} in accordance with 8.3.1.4(3).

(8) The interaction factor k_{zy} in Table 8.8 distinguishes between members that are susceptible and not susceptible to lateral torsional buckling. The following criteria may be used to assess this susceptibility:

- Structural hollow sections, welded box sections and open sections with sufficient rotation restraint (see Annex D) or narrowly spaced lateral bracing may generally be regarded as not susceptible to lateral torsional buckling. It may be assumed that open sections are not susceptible to lateral torsional buckling when the relative slenderness $\bar{\lambda}_{LT}$ fulfills the condition (8.90):

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,lim} = \bar{\lambda}_{LT,0} \sqrt{1 - \bar{\lambda}_z^2} \chi_z \quad (8.90)$$

where $\bar{\lambda}_{LT,0}$ is defined in 8.3.2.3(1).

- In other cases, open sections (I- and H-sections) may be regarded as susceptible to lateral torsional buckling.

(9) The parameters n_y and n_z used in Table 8.7 and 8.8 should be calculated from Formulae (8.91) and (8.92) respectively:

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \quad (8.91)$$

$$n_z = \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \quad (8.92)$$

(10) The equivalent moment factors C_m may be determined using the formulae in Table 8.9, for uniformly distributed loads and for a concentrated load applied at mid-span. M_s always represents the sagging moment at mid-span, which does not have to be the maximum sagging moment in the span. As the values in this table were derived for members with buckling lengths corresponding to the member length between supports, factors C_{my} , C_{mz} and C_{mLT} should be obtained by considering the bending moment diagrams between the relevant braced points, as follows:

Moment factor	Bending axis	Point braced in direction
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

NOTE Figure 8.7 shows an example for the determination of the equivalent moment factors for a beam-column loaded by unequal end moments about both axes and braced with different spacing in direction y and z.

(11) Both segments between the member ends and the intermediate lateral restraint (see Figure 8.7) may need to be checked, depending on length of the segment and shape of the bending diagram.

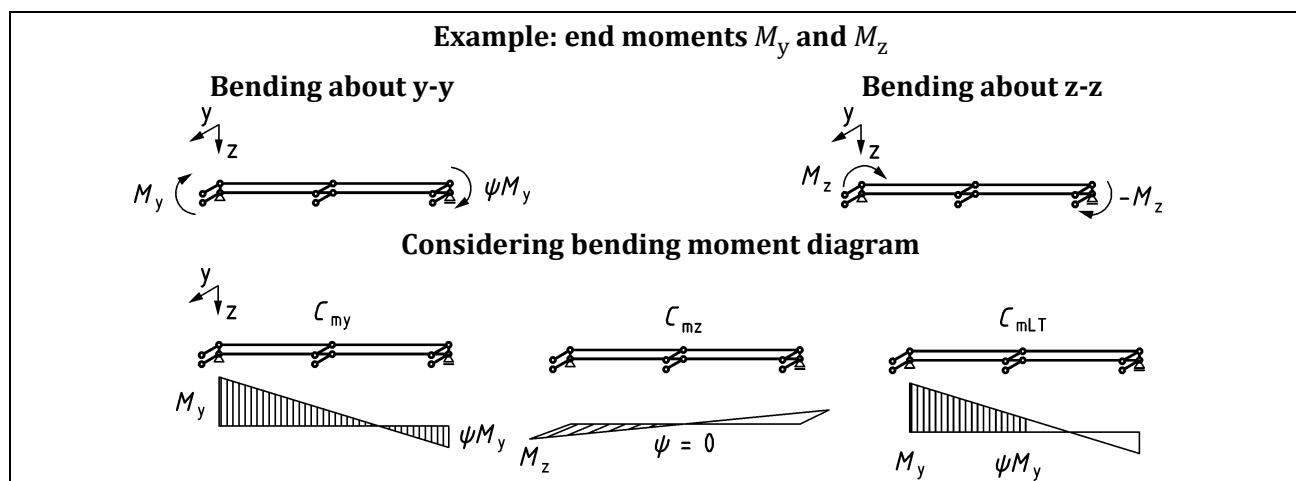
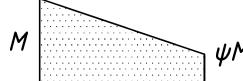
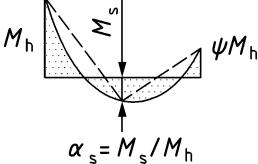
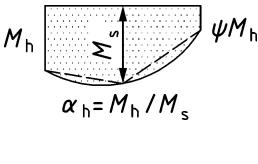


Figure 8.7 — Example illustrating the applicable bending moment diagrams for the determination of the coefficients C_{my} , C_{mz} and C_{mLT}

Table 8.9 — Equivalent uniform moment factors C_m

Moment diagram	Range		C_{my} and C_{mz} and C_{mLT}	
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
Members with transverse loading			Uniform loading	Concentrated load
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,2\psi - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

(12) If the global analysis is carried out according to the method EM in 7.2.2(9) and the member (e.g. in an unbraced frame) can fail in a sway buckling mode, the factors C_m should be taken as $C_{my} = 0,9$ or $C_{mz} = 0,9$ for any bending moment diagram.

(13) The sign of the hogging moment M_h and the mid-span sagging moment M_s should be considered when calculating α_s or α_h in Table 8.9. Thereby:

- α_s is relevant if the absolute value of M_h is larger than M_s ;
- α_h is relevant if the absolute value of M_s is larger than M_h .

(14) For members subjected to compression and bending about the y-y axis only, some or all of the following simplifications may be considered:

- The terms containing k_{zz} and k_{yz} are omitted;
- The factor k_{yy} may be calculated by: $k_{yy} = C_{my}(1 + 0,8n_y)$;
- The factor k_{zy} may be taken equal to 1,0 for members susceptible to lateral torsional buckling;
- The equivalent uniform bending moment factors, C_{my} and C_{mLT} , may be taken equal to 1,0.

8.3.4 General method for lateral and lateral torsional buckling of structural components

(1) If the methods given in 8.3.1, 8.3.2 and 8.3.3 do not apply, the following method may be used when dealing with lateral and lateral torsional buckling for structural components such as:

- structural components with mono symmetric cross-sections, built-up or not, uniform or not, with complex support conditions or not, or;
- plane frames or subframes composed of such members;

which are subject to compression and/or uni-axial bending in the plane, but which do not contain rotated plastic hinges.

NOTE The field and limits of application of the method given in 8.3.4 can be set by the National Annex.

(2) For the verification of the out-of-plane buckling resistance, structural components conforming to (1) should satisfy criterion (8.93):

$$\frac{1}{\chi_{op} \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (8.93)$$

where

$\alpha_{ult,k}$ is the minimum load amplifier of the design loads to reach the characteristic resistance of the most critical cross-section of the structural component considering its in plane behaviour including instability, i.e. all effects due to in-plane geometrical deformation and imperfections of members, global and local, where relevant but without taking flexural buckling out of plane or lateral torsional buckling into account;

χ_{op} is the reduction factor for the relative slenderness $\bar{\lambda}_{op}$, see (3), to take account of lateral and lateral torsional buckling.

(3) The global relative slenderness $\bar{\lambda}_{op}$ for the structural component should be determined from:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (8.94)$$

where

$\alpha_{ult,k}$ is defined in (2);

$\alpha_{cr,op}$ is the minimum amplifier for the in-plane design loads to reach the elastic critical load of the structural component with regards to lateral or lateral torsional buckling without accounting for in-plane flexural buckling.

(4) In determining $\alpha_{cr,op}$ and $\alpha_{ult,k}$ Finite Element analysis may be used (see EN 1993-1-14).

(5) The reduction factor χ_{op} should be determined as the minimum value of:

χ for lateral buckling according to 8.3.1;

χ_{LT} for lateral torsional buckling according to 8.3.2;

each determined for the global relative slenderness $\bar{\lambda}_{op}$.

NOTE For example, where $\alpha_{ult,k}$ is determined by the cross-section check $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$ this method leads to:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{op} N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{op} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (8.95)$$

8.3.5 Lateral torsional buckling of members with plastic hinges in buildings

8.3.5.1 General

(1)B Building structures may be designed using plastic analysis, provided that lateral torsional buckling in the frame is prevented by the following means:

- a) Inclusion of effective restraint at locations of "rotated" plastic hinges, see 8.3.5.2, and;
- b) Ensuring that the length of the segment between such restraints and other lateral restraints is not greater than the stable length of the segment between them, see 8.3.5.3.

(2)B Where the plastic hinge is "not-rotated" under all ultimate limit state load combinations, restraints may be omitted for such a plastic hinge.

8.3.5.2 Restraints at rotated plastic hinges

(1)B At each rotated plastic hinge location, the cross-section should have an effective lateral and torsional restraint with appropriate resistance to lateral forces and torsion induced by local plastic deformations of the member at that location.

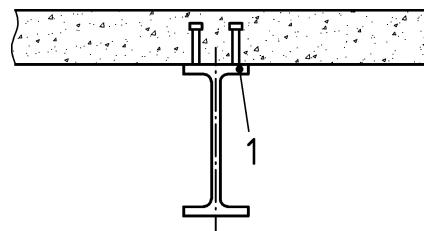
(2)B Effective lateral and torsional restraint should be provided:

- For members carrying either moment or moment and axial force, by lateral restraint to both flanges. This may be provided by lateral restraint to one flange and a stiff torsional restraint to the cross-section preventing the lateral displacement of the compression flange relative to the tension flange, see Figure 8.8.



Figure 8.8 — Typical stiff torsional restraint

- For members carrying either moment alone or moment and axial tension in which the compression flange is in contact with a floor slab, by lateral and torsional restraint to the compression flange (e.g. by connecting it to the slab, see Figure 8.9).



Key

- 1 compression flange

Figure 8.9 — Typical lateral and torsional restraint by a slab to the compression flange

- For cross-sections that are more slender than rolled I- and H-sections, the distortion of the cross-section should be prevented at the plastic hinge location (e.g. by means of a web stiffener also connected to the compression flange with a stiff joint from the compression flange into the slab).

(3)B At each plastic hinge location, the connection (e.g. bolts) of the compression flange to the resisting element at that point (e.g. purlin), and any intermediate element (e.g. diagonal brace) should be designed to resist a local force of at least 2,5 % of $N_{f,Ed}$ (defined in 8.3.5.2(5)B) transmitted by the flange in its plane and perpendicular to the web plane, without any combination with other loads.

(4)B Restraints should be provided within a distance of the plastic hinge of $h/2$ along the length of the member, where h is the overall depth of the cross-section at the plastic hinge location.

(5)B In addition to the design requirements of 7.3.5, bracing systems should be designed to resist the effects of local forces Q_m applied at each stabilized member at the plastic hinge locations, where:

$$Q_m = 1,5 \alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100} \quad (8.96)$$

where

$N_{f,Ed}$ is the axial force in the compressed flange of the stabilized member at the plastic hinge location;

α_m is according to 7.3.2(2).

NOTE B For combination with external loads, see also 7.3.5.

8.3.5.3 Stable length of segment

(1) The lateral torsional buckling verification of segments between restraints may be performed by checking that the length between restraints is not greater than the stable length.

(2) For uniform beam segments with I- or H- cross-sections with $\frac{h}{t_f} \leq 40\varepsilon$ under linear moment diagram

and without significant axial compression, the stable length L_{st} may be taken from:

$$\begin{aligned} L_{st} &= 35\varepsilon i_z && \text{for } 0,625 \leq \psi \leq 1 \\ L_{st} &= (60 - 40\psi)\varepsilon i_z && \text{for } -1 \leq \psi \leq 0,625 \end{aligned} \quad (8.97)$$

where

ε is the material parameter defined in 5.2.5(2).

$$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}} = \text{ratio of end moments in the segment.}$$

(3) Where a rotated plastic hinge location occurs immediately adjacent to one end of a haunch, the tapered segment need not be treated as a segment adjacent to a plastic hinge location if the following criteria are satisfied:

- a) the restraint at the plastic hinge location is within a distance $h/2$ along the length of the tapered segment, not the uniform segment;
- b) the compression flange of the haunch remains elastic throughout its length.

8.4 Uniform built-up compression members

8.4.1 Assumptions and constructional details

8.4.1.1 Assumptions

(1) Uniform built-up compression members with hinged ends that are laterally supported should be designed according to the following model, see Figure 8.10:

- a) The member should be considered as a column with a bow imperfection as defined in 7.3.3.1(1);
- b) The elastic deformations of lacings or battens, see Figures 8.10, should be taken into account by a continuous (smeared) shear stiffness S_V of the columns.

NOTE For other end conditions, appropriate modifications can be performed.

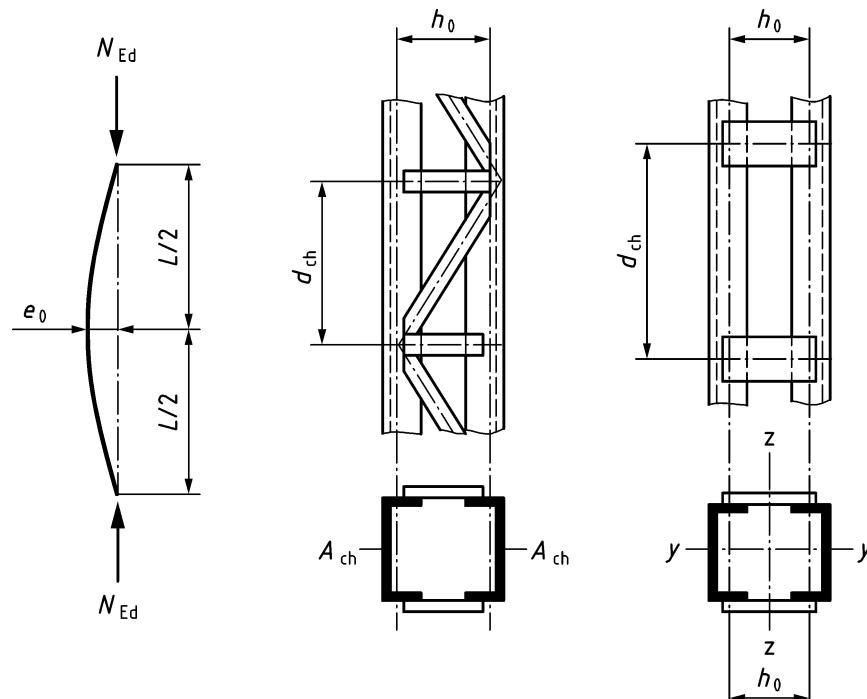
(2) The model of a uniform built-up compression member applies where:

- a) The lacings or battens consist of equal modules with parallel chords;
- b) The minimum number of modules in a member is three.

NOTE This assumption allows the structure to be regular and smears the discrete structure to a continuum.

(3) The design procedure is applicable to built-up members with lacings in two planes, see Figure 8.11.

(4) The chords may be solid members or may themselves be laced or battened in the perpendicular plane.



$$e_0 = L/500$$

Figure 8.10 — Uniform built-up columns with lacings and battens

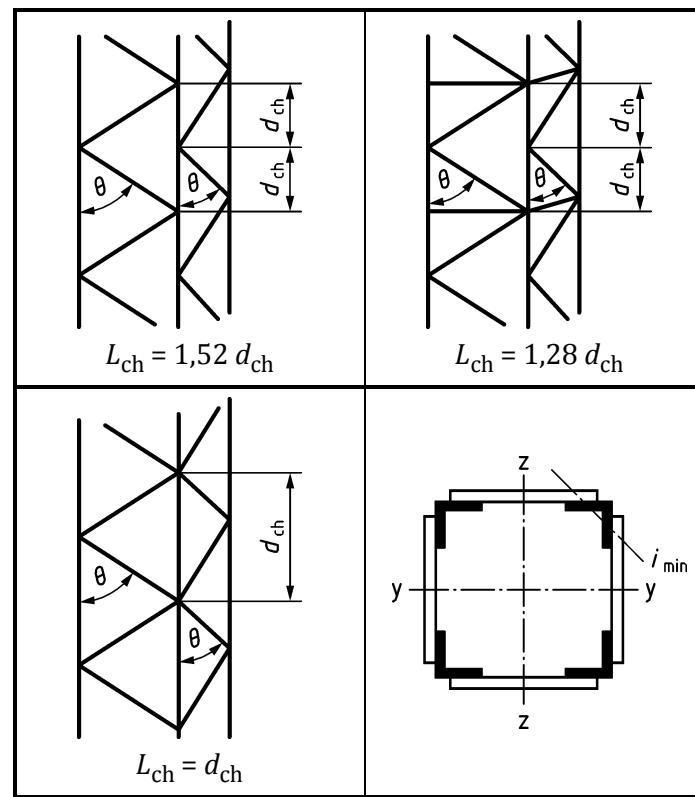
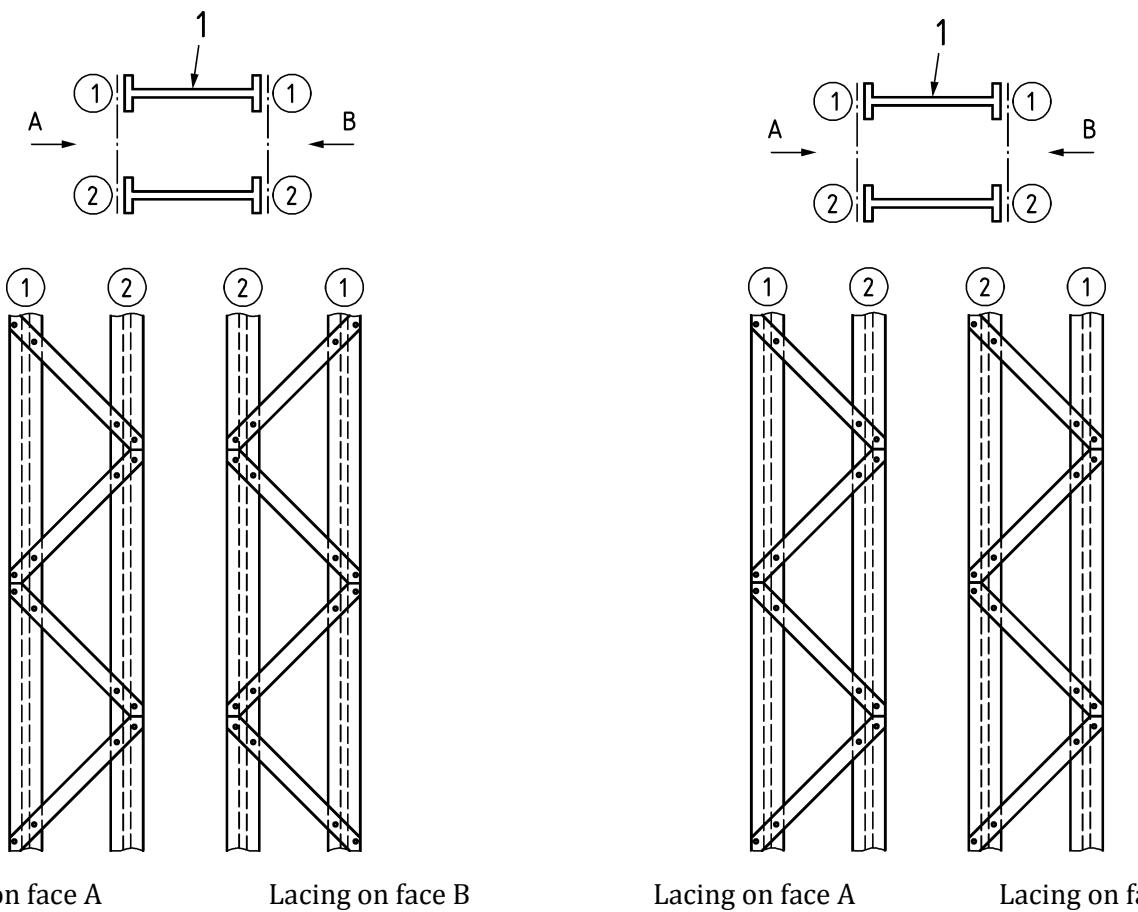


Figure 8.11 — Lacings on four sides and buckling length L_{ch} of chords

8.4.1.2 Arrangement of single lacing systems

- (1) Single lacing systems in opposite faces of built-up members with two parallel laced planes may be arranged as shown in Figure 8.12(a).
- (2) When the single lacing systems in opposite faces of built-up members with two parallel laced planes are mutually opposed in direction, as shown in Figure 8.12(b), the resulting torsional effects in the built-up member should be taken into account.
- (3) Tie panels should be provided at the ends of lacing systems, at points where the lacing is interrupted and at joints with other members.



Lacing on face A

Lacing on face B

Lacing on face A

Lacing on face B

**a) Corresponding lacing system
(Recommended system)**

**b) Mutually opposed lacing system
(Not recommended)**

Key

1 chord

Figure 8.12 — Single lacing system on opposite faces of a built-up member with two parallel laced planes

8.4.1.3 Arrangement of battens

- (1) Battens should be provided at each end of a member.
- (2) Where parallel planes of battens are provided, the battens in each plane should be arranged opposite to each other.
- (3) Battens should be provided at intermediate points where loads are applied or lateral restraint is provided.

8.4.2 Design forces for components

- (1) Checks should be performed for chords using the design value of the chord forces $N_{ch,Ed}$ derived from the design value of the compression force N_{Ed} and the design value of the bending moment M_{Ed} at mid span of the built-up member.
- (2) For a member with two identical chords, the design value of the chord force $N_{ch,Ed}$ should be determined from Formula (8.98):

$$N_{\text{ch},\text{Ed}} = 0,5N_{\text{Ed}} + \frac{M_{\text{Ed}}h_0A_{\text{ch}}}{2I_{\text{eff}}} \quad (8.98)$$

where

$$M_{\text{Ed}} = \frac{N_{\text{Ed}}e_0 + M_{\text{Ed}}^1}{1 - \frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{cr,V}}}} \quad (8.99)$$

$N_{\text{cr,V}}$ is the effective critical force of the built-up member, including the effect of its shear stiffness:

$$N_{\text{cr,V}} = \frac{1}{\frac{L^2}{\pi^2 EI_{\text{eff}}} + \frac{1}{S_v}} \quad (8.100)$$

N_{Ed} is the design value of the compression force to the built-up member;

M_{Ed} is the design value of the maximum bending moment in the middle of the built-up member considering second order effects;

M_{Ed}^1 is the design value of the maximum bending moment in the middle of the built-up member without second order effects;

h_0 is the distance between the centroids of chords;

A_{ch} is the cross-sectional area of one chord;

I_{eff} is the effective moment of inertia of the built-up member, see 8.4.3 and 8.4.4;

S_v is the shear stiffness of the lacings or battened panel, see 8.4.3 and 8.4.4.

(3) The checks for the lacings of laced built-up members or for the frame moments and shear forces of the battened panels of battened built-up members should be performed for the end panel taking account of the shear force in the built-up member given by Formula (8.101):

$$V_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}}^1 + \frac{\pi}{L} (M_{\text{Ed}} - M_{\text{Ed}}^1) \quad (8.101)$$

where

V_{Ed}^1 is the design value of the shear force at the end, due to transverse loads, without second order effects.

8.4.3 Resistance of components of laced compression members

(1) The chords and diagonal lacings subject to compression should be designed for buckling and secondary moments may be neglected.

(2) For chords, the design value of the compression force in the chord at mid-length of the built-up member should satisfy the criterion (8.102):

Printed copies are uncontrolled

$$\frac{N_{ch,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.102)$$

where

$N_{ch,Ed}$ is the design compression force in the chord at mid-length of the built-up member according to 8.4.2(2) and

$N_{b,Rd}$ is the design value of the buckling resistance in compression of the chord taking the buckling length L_{ch} from Figure 8.11.

(3) The shear stiffness S_V of the lacings should be taken from Figure 8.13.

(4) The effective second order moment of area of laced built-up members may be taken as:

$$I_{eff} = 0,5h_0^2A_{ch} \quad (8.103)$$

System			
S_V	$\frac{n_p EA_d d_{ch} h_0^2}{2L_d^3}$	$\frac{n_p EA_d d_{ch} h_0^2}{L_d^3}$	$\frac{n_p EA_d d_{ch} h_0^2}{L_d^3 \left(1 + \frac{A_d h_0^3}{A_p L_d^3} \right)}$

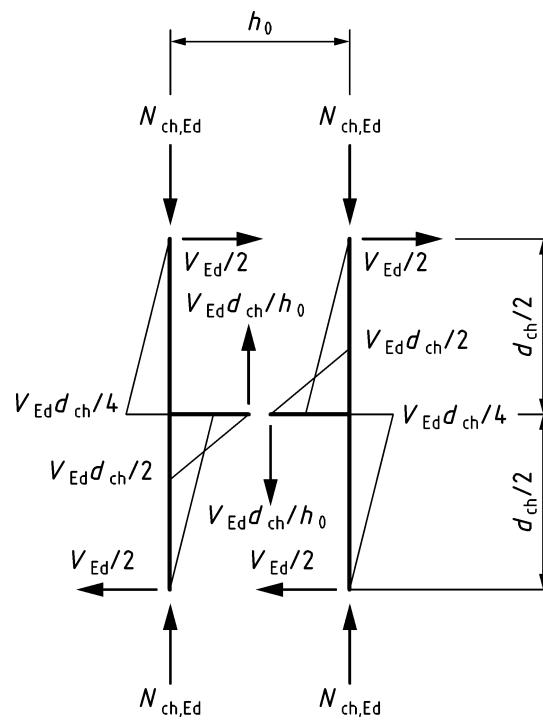
n_p is the number of planes of lacings
 A_d and A_p refer to the cross-sectional area of the bracings

Figure 8.13 — Shear stiffness of lacings of built-up members

8.4.4 Resistance of components of battened compression members

(1) The chords and the battens and their joints to the chords should be checked for the actual moments and forces in an end panel and at mid-span as indicated in Figure 8.14.

(2) For simplicity, the maximum chord forces $N_{ch,Ed}$ may be combined with the maximum shear force V_{Ed} .

**Figure 8.14 — Moments and forces in an end panel of a batten built-up member**

(3) The shear stiffness S_V should be taken from Formula (8.104):

$$S_V = \frac{24EI_{ch}}{d_{ch}^2 \left[1 + \frac{2I_{ch}}{n_p I_b} \frac{h_0}{d_{ch}} \right]} \leq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{d_{ch}^2} \quad (8.104)$$

(4) The effective moment of inertia of battened built-up members may be taken from Formula (8.105):

$$I_{eff} = 0,5h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch} \quad (8.105)$$

where

I_{ch} in-plane moment of inertia of one chord;

I_b in-plane moment of inertia of one batten;

μ efficiency factor from Table 8.10;

n_p number of planes of battens.

Table 8.10 — Efficiency factor μ

Criterion	Efficiency factor μ
$\lambda \geq 150$	0
$75 < \lambda < 150$	$\mu = 2 - \frac{\lambda}{75}$
$\lambda \leq 75$	1,0

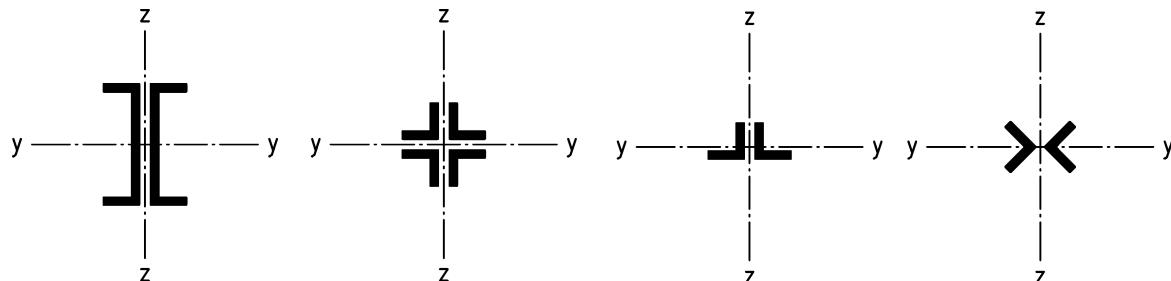
where

$$\lambda = \frac{L}{i_0}; \quad i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}; \quad I_1 = 0,5h_0^2A_{ch} + 2I_{ch}$$

8.4.5 Closely spaced built-up members

(1) If the conditions in Table 8.11 are met, built-up compression members with chords in contact or closely spaced and connected through packing plates, see Figure 8.15, or star battened angle members connected by pairs of battens in two perpendicular planes, see Figure 8.16 should be checked for buckling as a single integral member ignoring the effect of shear stiffness ($SV = \infty$).

(2) If the conditions in Table 8.11 are not met, closely spaced built-up compression members should be checked by taking into account the effect of shear stiffness in accordance with 8.4.2 and 8.4.4 or any other appropriate method.

**Figure 8.15 — Closely spaced built-up members****Table 8.11 — Maximum spacing for interconnections in closely spaced built-up or star battened angle members**

Type of built-up member	Maximum spacing between interconnections^a
Members according to Figure 8.15 connected by bolts or welds	$15 i_{min}$
Members according to Figure 8.16 connected by pair of battens	$70 i_{min}$

i_{min} is the minimum radius of gyration of one chord or one angle.

^a Centre-to-centre distance of interconnections.

(3) The shear forces to be transmitted by the battens should be determined in accordance with 8.4.4(1).

(4) In the case of unequal-leg angles, see Figure 8.16, buckling about the y-y axis should be verified using a radius of gyration about the y-y axis i_y from Formula (8.106):

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \quad (8.106)$$

where i_0 is the minimum radius of gyration of the built-up member calculated with reference to the 0-0 axis (axis parallel to the longer leg of the angle section).

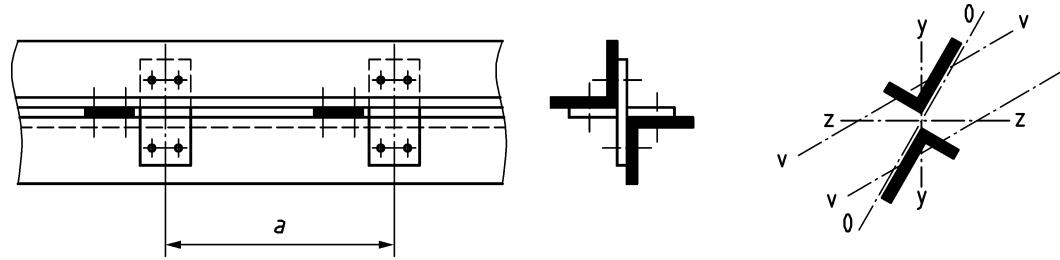


Figure 8.16 — Star-battened angle members

9 Serviceability limit states

9.1 General

(1)P A steel structure shall be designed and constructed such that all relevant serviceability criteria are satisfied.

(2)P The basic requirements for serviceability limit states given in EN 1990:—⁴⁾, 5.4 shall be followed.

(3) Any serviceability limit states and the associated loading and analysis models should be as specified by the relevant authority or, where not specified, agreed for a specific project by the relevant parties.

(4) Where plastic global analysis is used for the ultimate limit state, the effects of plastic redistribution of forces and moments at the serviceability limit state should be considered.

9.2 Deformations and dynamic effects for buildings

(1)B With reference to EN 1990, the limits for deformations for buildings should be as specified by the relevant authority or, where not specified, agreed for a specific project by the relevant parties.

(2)B With reference to EN 1990, the vibrations of building structures on which the public can walk should be limited to avoid significant discomfort to users, and limits should be as specified by the relevant authority or, where not specified, agreed for a specific project by the relevant parties.

NOTE B Limits for deformation and vibration of floors can be set by the National Annex.

(3)B Deformations and dynamic effects may be calculated considering the restraint, damping and stiffness of non-structural elements.

10 Fatigue

(1)P Fatigue verification according to EN 1993-1-9 shall be carried out for structures exposed to variable actions, except in the cases given in (2) and (3).

4) Under preparation. Current stage: prEN 1990:2020.

(2) Fatigue verification may be omitted for structures subjected to static and quasi-static actions only.

NOTE 1 Such actions are for example:

- a) Imposed loads for buildings according to EN 1991-1-1;
- b) Snow action according to EN 1991-1-3;
- c) Thermal action according to EN 1991-1-5.

NOTE 2 Wind action on buildings does not normally lead to fatigue, for details see EN 1991-1-4.

(3) For members without constructional details subjected to secondary stresses, the fatigue verification may be omitted if either condition (10.1) or condition(10.2) is fulfilled:

$$\Delta\sigma_d \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} \quad (10.1)$$

$$N \leq 5 \times 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_d} \right)^3 \quad (10.2)$$

where

N is the expected number of stress cycles during the design service life;

γ_{Mf} is the partial factor accounting for no inspections and high failure consequences:
 $\gamma_{Mf} = 1,35$

$$\Delta\sigma_D = 26 \text{ N / mm}^2$$

$\Delta\sigma_d$ is the stress range determined according to elastic theory in N/mm^2 caused by variable design loads at ultimate limit state, excluding the actions mentioned in (2):

$$\Delta\sigma_d = |\sigma_{\max} - \sigma_{\min}|$$

σ_{\max} and σ_{\min} are the maximum and the minimum stresses, respectively.

NOTE The conditions refer to a verification for the most unfavourable detail category 36 according to EN 1993-1-9 with constant amplitude fatigue limit $\Delta\sigma_D$ under constant stress spectrum $\Delta\sigma_d$. Since the design stresses at ultimate limit state are used in contrast to the rules of EN 1993-1-9, the conditions are safe-sided unless secondary stresses occur that are generally neglected at ultimate limit state, such as stresses due to secondary bending moments in truss joints or local stresses due to wheel load. Where change of load direction occurs, the sign of the stresses σ_{\max} and σ_{\min} is relevant.

Annex A
(normative)**Selection of Execution Class****A.1 Use of this Annex**

(1) This normative Annex contains additional provisions to 4.1.2 for the selection of an appropriate execution class.

A.2 Scope and field of application

(1) This normative Annex covers the selection process of an appropriate execution class for steel structures executed to EN 1090-2 and EN 1090-4.

A.3 Execution Class

(1) Execution Class (EXC) is defined as a classified set of requirements specified for the execution of the works as a whole, of an individual component or of a detail of a component.

(2) In order to specify requirements for the execution of steel structures to EN 1090-2 and EN 1090-4, the execution Class, EXC1, EXC2, EXC3 or EXC4, should be specified prior to the commencement of execution. The execution requirements are progressively more demanding from EXC1 up to EXC4.

NOTE EN 1993 is based on the assumption that it is used in conjunction with EN 1090-2 and EN 1090-4. EN 1993-1-9, EN 1993-2, EN 1993-3 give supplementary requirements to EN 1090-2 for the execution of structures or components or details subject to fatigue actions. In addition to EN 1090-2, EN 1993-5 refers to other European Standards for the execution of piling works.

(3) Execution class EXC2 should be applied unless the selection process gives another class.

A.4 Selection process

(1) The selection of the execution Class should be based on the following three factors:

- the required reliability;
- the type of loading for which the structure, component or detail is designed;
- the type of structure, component or detail.

(2) In terms of reliability management, the selection of execution Class should be based on either the required consequences Class (CC) or the reliability Class (RC) or both.

NOTE 1 The concepts of reliability Class and consequences Class are defined in EN 1990.

NOTE 2 The National Annex can set whether the selection of execution classes is based on reliability classes or consequences classes or both, and can set the choice in terms of the type of the structure.

NOTE 3 Designs to EN 1993-4-1 and EN 1993-4-2 depend on the choice of consequence Class. Designs to EN 1993-3 on the choice of reliability Class.

(3) In terms of the type of loading applied to a steel structure or component or detail, the selection of execution Class should be based on whether the structure or component or detail is designed for static actions, quasi-static actions, fatigue actions or seismic actions according to EN 1998-1.

NOTE The selection of execution Class (EXC) based on type of loading is as given in Table A.1 unless the National Annex specifies differently.

Table A.1 — Selection of execution Class based on the type of loading (EXC)

Reliability Class (RC) or Consequence Class (CC)	Type of loading	
	Static, quasi-static or seismic DC1^a	Fatigue^b or seismic DC2 or DC3^a
RC3 or CC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c
RC2 or CC2	EXC2	EXC3
RC1 or CC1	EXC1	EXC2

^a Seismic ductility classes are defined in EN 1998-1: Low = DC1; Medium = DC2; High = DC3.
^b See EN 1993-1-9.
^c EXC4 may be specified for structures with extreme consequences of structural failure.

(4) If the required execution Class for particular components and/or details is different from that applicable to the structure in general, then these components and/or details should be clearly identified.

(5) If EXC1 is selected for a structure, then EXC2 should apply to the following types of component:

- a) welded components manufactured from steel products of grade S355 and above;
- b) welded components essential for structural integrity that are assembled by welding on the construction site;
- c) welded components of CHS lattice girders requiring end profile cuts;
- d) components with hot forming during manufacturing or receiving thermic treatment during manufacturing.

NOTE The National Annex can give different choices of execution Class for types of components or details.

A.5 Execution class and partial factors

(1) Specification of a higher execution Class for the execution of a structure or component or detail should not be used to justify the use of lower partial factors for resistance in the design of that structure or component or detail.

- Entwurf -**Annex B**
(normative)**Design of semi-compact sections****B.1 Scope and field of application**

(1) This Annex provides additional rules for the design of semi-compact (Class 3) doubly symmetric I- or H-sections, rectangular hollow sections, doubly symmetric box sections, circular hollow sections and elliptical hollow sections against mono- and bi-axial bending and axial force.

B.2 Elasto-plastic section modulus

(1) The elasto-plastic section modulus W_{ep} for doubly symmetric cross-sections should be determined from an interpolation between the plastic section modulus and the elastic section modulus about one principal axis of a cross-section as follows:

$$W_{ep,y} = W_{pl,y} - (W_{pl,y} - W_{el,y}) \beta_{ep,y} \quad (B.1)$$

$$W_{ep,z} = W_{pl,z} - (W_{pl,z} - W_{el,z}) \beta_{ep,z} \quad (B.2)$$

where the values of $\beta_{ep,y}$ and $\beta_{ep,z}$ depend on the material parameter ε and the width-to-thickness ratios as defined in Table 7.3. They should be taken as:

- For I- or H- sections, rolled or welded:

$$\beta_{ep,y} = \text{Max} \left(\frac{\frac{c}{t_f} - 10\varepsilon}{4\varepsilon}; \frac{\frac{c}{t_w} - 83\varepsilon}{38\varepsilon}; 0 \right) \quad \text{But } \beta_{ep,y} \leq 1,0 \quad (B.3)$$

$$\beta_{ep,z} = \text{Max} \left(\frac{\frac{c}{t_f} - 10\varepsilon}{6\varepsilon}; 0 \right) \quad \text{But } \beta_{ep,z} \leq 1,0 \quad (B.4)$$

- For rectangular hollow sections or doubly symmetric welded box sections:

$$\beta_{ep,y} = \text{Max} \left(\frac{\frac{c}{t_f} - 34\varepsilon}{4\varepsilon}; \frac{\frac{c}{t_w} - 83\varepsilon}{38\varepsilon}; 0 \right) \quad \text{But } \beta_{ep,y} \leq 1,0 \quad (B.5)$$

$$\beta_{ep,z} = \text{Max} \left(\frac{\frac{c}{t_w} - 34\varepsilon}{4\varepsilon}; 0 \right) \quad \text{But } \beta_{ep,z} \leq 1,0 \quad (B.6)$$

NOTE $t_f = t_w = t$ for rectangular hollow sections.

— For circular or elliptical hollow sections:

$$\beta_{ep,y} = \beta_{ep,z} = \text{Max} \left(\frac{\frac{d_e}{t} - 70\varepsilon^2}{70\varepsilon^2}; 0 \right) \quad \text{But } \beta_{ep,y} = \beta_{ep,z} \leq 1,0 \quad (\text{B.7})$$

where

d_e is the equivalent diameter according to Table 7.3, sheet 3 of 3.

B.3 Resistance of cross-sections

(1) In the combined presence of bending moment and axial force, the design value of the bending moment M_{Ed} at each cross-section should satisfy criterion (B.8):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,ep,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{B.8})$$

where

$M_{N,ep,Rd}$ is the design elasto-plastic bending moment resistance reduced due to the axial force.

(2) The design reduced elasto-plastic bending moment resistance $M_{N,ep,Rd}$ should be taken as:

— For doubly symmetric I- or H-sections, rolled or welded:

$$M_{N,ep,y,Rd} = M_{ep,y,Rd} (1-n) \quad (\text{B.9})$$

$$M_{N,ep,z,Rd} = M_{ep,z,Rd} (1-n^2) \quad (\text{B.10})$$

— For rectangular hollow sections, doubly symmetric welded box sections, circular hollow sections or elliptical hollow sections:

$$M_{N,ep,y,Rd} = M_{ep,y,Rd} (1-n) \quad (\text{B.11})$$

$$M_{N,ep,z,Rd} = M_{ep,z,Rd} (1-n) \quad (\text{B.12})$$

where

$$M_{ep,y,Rd} = \frac{W_{ep,y} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.13})$$

$$M_{ep,z,Rd} = \frac{W_{ep,z} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.14})$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (\text{B.15})$$

- Entwurf -

(3) For bi-axial bending, the following criterion should be satisfied:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,ep,y,Rd}} \right)^{\alpha_y} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,ep,z,Rd}} \right)^{\alpha_z} \leq 1,0 \quad (\text{B.16})$$

In which α_y and α_z should be taken as:

- For doubly symmetric I- or H-sections, rolled or welded:

$$\alpha_y = 2; \quad \alpha_z = 5 \quad n \quad \text{but} \quad \alpha_z \geq 1,0$$

- For rectangular hollow sections and doubly symmetric welded box sections:

$$\alpha_y = \alpha_z = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \quad \text{when } n \leq 0,8$$

$$\alpha_y = \alpha_z = 6,0 \quad \text{when } n > 0,8$$

$$\text{but: } \alpha_y = \alpha_z \leq 2 + 4 \left[1 - \text{Max}(\beta_{ep,y}; \beta_{ep,z}) \right]^4$$

α_y and α_z may conservatively be taken as 1,0.

- For circular hollow sections:

$$\alpha_y = 2; \quad \alpha_z = 2$$

- For elliptical hollow sections:

$$\alpha_y = 2; \quad \alpha_z = 1,7$$

B.4 Buckling resistance of members

(1) The stability of members in bending or bending and axial force should be verified using the rules of 8.3.2 or 8.3.3, respectively. Thereby, the elasto-plastic section modulus W_{ep} as well as the interaction factors k_{yy} , k_{yz} , k_{zz} and k_{zy} from 8.3.3 for plastic design may be used.

Annex C

(normative)

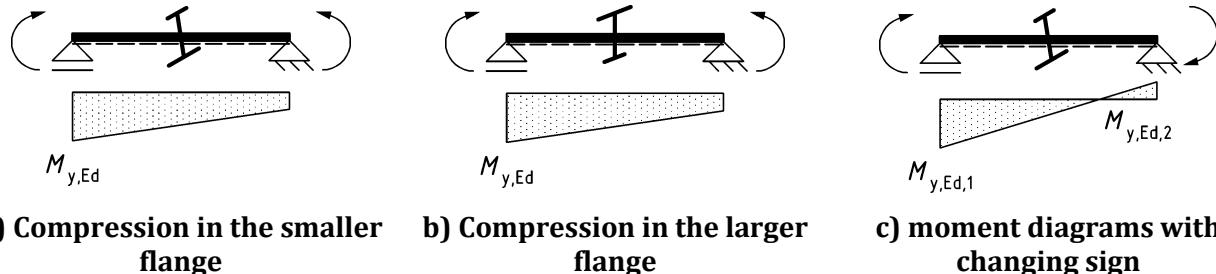
Additional rules for uniform members with mono-symmetric cross-sections and for members in bending, axial compression and torsion

C.1 Additional rules for uniform members with mono-symmetric cross-section

(1) This Clause gives additional rules for the application of the criteria (8.88) and (8.89) in 8.3.3 to the design against buckling of members with mono-symmetric I-, H- and welded box sections, which have flanges of different size and are symmetric about the z-z axis.

(2) This section applies to members in bending and axial compression with Class 1, 2, 3 and 4 cross-sections.

(3) The elastic critical moment M_{cr} , the relative slenderness $\bar{\lambda}_{LT}$ for lateral torsional buckling and the corresponding reduction factor χ_{LT} relate to the compression flange due to bending about y-y axis, which can be either the smaller or the larger flange, see Figure C.1. In members with bending moment diagrams of changing sign along the member length, two separate sets of values of M_{cr} , $\bar{\lambda}_{LT}$ and χ_{LT} should be determined for each maximum absolute value of the bending moment $M_{y,Ed}$ along the member. In this case, M_{cr} may be determined by multiplying the respective value of $M_{y,Ed,i}$ with the critical load amplifier α_{cr} for lateral torsional buckling in the member.



a) Compression in the smaller flange b) Compression in the larger flange c) moment diagrams with changing sign

Figure C.1 — Direction of bending with respect to the section shape in mono-symmetric sections

(4) For elastic resistance, the characteristic moment resistance $M_{y,Rk}$ should be determined for the compression flange.

(5) Irrespective of the susceptibility to lateral torsional buckling of the member, criterion (8.88) in 8.3.3 should be applied using the modified factor k_{yy} defined in Table C.1.

Table C.1 — Modified interaction factors k_{yy} in criterion (8.88) for mono-symmetric sections

Plastic cross-sectional properties		Elastic cross-sectional properties	
Class 1, Class 2		Class 3, Class 4	
For $\bar{\lambda}_y < 1,0$:	$k_{yy} = C_{my} \left[1 + 2(\bar{\lambda}_y - 0,2)n_y \right]$	For $\bar{\lambda}_y < 1,0$:	$k_{yy} = C_{my} (1 + \bar{\lambda}_y n_y)$
For $\bar{\lambda}_y \geq 1,0$:	$k_{yy} = C_{my} (1 + 1,6n_y)$	For $\bar{\lambda}_y \geq 1,0$:	$k_{yy} = C_{my} (1 + n_y)$

(6) In cases with bending moment diagrams for $M_{y,Ed}$ of changing sign along the member length, see Figure C.1 c), the criteria (8.88) and (8.89) should be evaluated for both maximum absolute values of $M_{y,Ed}$. The equivalent moment factors C_{my} and C_{mLT} of Table 8.9 should be calculated by setting negative values of ψ , α_h resp. α_s to 0,0 and disregarding the portion of opposite sign of the moment diagram. Alternatively, C_{my} and C_{mLT} may conservatively be set equal to 1,0.

(7) For members which are not susceptible to lateral torsional buckling, χ_{LT} should be set equal to 1,0 in the criteria (8.88) and (8.89). The factor χ_{TF} for torsional-flexural buckling should be used instead of χ_z in criterion (8.89) if the moment of inertia $I_{z,fl}$ about z-z of both flanges differs by more than 50%. $I_{z,fl}$ should be calculated by considering the flanges as isolated plates or sections.

(8) For members which are susceptible to lateral torsional buckling, the buckling factor χ_z should be replaced by χ_{TF} for torsional-flexural buckling in criterion (8.89) when the bending moment $M_{y,Ed}$ causes compression in the smaller flange. The factor χ_z for flexural buckling about z-z axis should be used in criterion (8.89) when the bending moment $M_{y,Ed}$ causes compression in the larger flange. In this case, the resistance to torsional-flexural buckling should be verified by an additional condition, using χ_{TF} in criterion (8.89) and omitting the term with $M_{y,Ed}$.

C.2 Additional rules for uniform members in bending, axial compression and torsion

(1) This Clause should be used to check the buckling resistance of a simply supported, uniform I-section member in bending, axial compression and torsion, with equal flanges or with unequal flanges provided that the ratio of the moments of inertia about z-z axis of the flanges is higher or equal to 0,2 and smaller or equal to 5,0. It is intended to be used in combination with the rules in 8.3 and C.1.

(2) Members with Class 1, 2 and 3 cross-sections and a ratio of the maximum bimoment along the member B_{Ed}/B_{Rk} smaller or equal to 0,3 are covered by the rules given in C.2, where B_{Ed} and B_{Rk} are defined in (3).

(3) Unless second order analysis is carried out using imperfections, the stability of uniform members with Class 1, 2 and 3 cross-sections that are subjected to combined axial compression, bending and torsion should be checked according to the criteria (C.1) and (C.2):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_w k_{zw} k_a \frac{B_{Ed}}{\frac{B_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (C.1)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_w k_{zw} k_a \frac{B_{Ed}}{\frac{B_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (C.2)$$

where

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ are the design values of the compression axial force and the maximum moments about the y-y and z-z axis along the member, respectively;

N_{Rk} , $M_{y,Rk}$, $M_{z,Rk}$ are the characteristic values of the cross-sectional resistance to compression axial force and bending moment about its y-y and z-z axis respectively;

- B_{Ed} is the maximum design value of the bimoment along the member;
- B_{Rk} is the characteristic value of the bimoment resistance;
- χ_y and χ_z are the flexural buckling reduction factors according to 8.3.1. The reduction factor χ_z should be replaced by χ_{TF} taken from 8.3.1.4 whenever torsional-flexural buckling is relevant;
- χ_{LT} is the reduction factor for lateral torsional buckling according to 8.3.2;
- k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} and k_{zz} are the interaction factors according to 8.3.3. For mono-symmetric I-sections, the additional rules of C.1 should be applied;

$$k_w = 0,7 - \frac{0,2 B_{Ed}}{\frac{B_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \quad (C.3)$$

$$k_{zw} = 1,0 - \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \quad (C.4)$$

$$k_a = \frac{1}{1 - \frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}}} \quad \text{but } k_a \leq 2,0 \quad (C.5)$$

M_{cr} is the elastic critical moment about the y-y-axis.

(4) For Class 3 cross-sections with unequal flanges, the characteristic moment resistance $M_{z,Rk}$ and the bimoment resistance B_{Rk} should be determined for the smaller flange.

(5) In cases with bending moment diagrams for $M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$ of changing sign along the member length, see Figure C.1 c), the criteria (C.1) and (C.2) should be calculated for both maximum absolute values of $M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$. The equivalent moment factors C_m may be determined using the formulae in Table 8.9.

(6) The additional term for warping moments may be disregarded for the interaction criteria (C1) and (C2) if the following condition (C.6) is fulfilled:

$$k_a \frac{B_{Ed}}{B_{Rk} / \gamma_{M1}} \leq 0,07 \quad (C.6)$$

Or conservatively,

$$\frac{B_{Ed}}{B_{Rk} / \gamma_{M1}} \leq 0,035 \quad (C.7)$$

(7) In addition, the resistance of the cross-section of the member should satisfy the requirements given in 8.2.

NOTE As simplification, the linear plastic interaction expressed in criterion (C.8) can be used for members with Class 1 and 2 cross-sections:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} + \frac{B_{Ed}}{B_{Rd}} \leq 1,0 \quad (C.8)$$

- Entwurf -

where

$$B_{Rd} = \frac{W_{B,pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (C.9)$$

$W_{B,pl}$ is the plastic section modulus for the plastic resistance to bimoment, see 8.2.7(7).

(8) For cross-sections of class 3, Annex B may be considered.

Annex D
(normative)**Continuous restraint of beams in buildings****D.1 Scope and field of application**

(1)B This Annex provides conditions on stiffness of restraint devices of beams in buildings. Two cases are considered: continuous lateral restraint by diaphragm effect (see D.2) or continuous torsional restraint (see D.3).

D.2 Continuous lateral restraints

(1)B In buildings, if trapezoidal sheeting according to EN 1993-1-3 is connected to a beam and the condition expressed by condition (D.1) is met, the beam at the connection may be regarded as being laterally restrained in the plane of the sheeting.

$$S_v \geq \left(EI_w \frac{\pi^2}{L^2} + GI_T + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2} \quad (\text{D.1})$$

where

S_v is the shear stiffness (per unit of beam length) provided by the sheeting to the beam, regarding its deformation in the plane of the sheeting to be connected to the beam at the bottom at each rib;

I_w is the warping constant;

I_T is the torsion constant;

I_z is the moment of inertia of the cross-section about the minor axis of the cross-section;

L is the beam length;

h is the depth of the beam.

If the sheeting is connected to a beam at every second rib only, S_v should be substituted by $0,20 S_v$.

(2)B Condition (D.1) may also be used to determine the lateral stability of beam flanges used in combination with other types of cladding than trapezoidal sheeting, provided that the connections are of suitable design.

D.3 Continuous torsional restraints

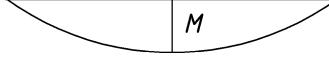
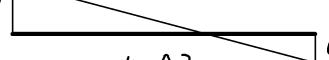
(1)B A beam may be considered as sufficiently restrained from torsional deformations if condition (D.2) is satisfied:

$$C_D > \frac{M_{pl,Rk}^2}{EI_z} K_\theta K_v \quad (D.2)$$

where

- C_D rotational stiffness (per unit of beam length) provided to the beam by the stabilizing continuum (e.g. roof structure) and the connections;
- K_v = 0,35 for elastic resistance of the cross-section;
- K_v = 1,00 for plastic resistance of the cross-section;
- K_θ factor for considering the moment distribution, depending on the type of restraint, the type of section and the ratio of the height h to the width b of the cross-section, according to Table D.1;
- $M_{pl,Rk}$ characteristic value of the plastic moment resistance of the beam.

Table D.1 — Factor K_θ for considering the moment distribution and the type of restraint

Case	Moment distribution	Type of section	Without lateral restraint		With lateral restraint	
			$h/b \leq 2,0$	$h/b > 2,0$	$h/b \leq 2,0$	$h/b > 2,0$
1		Rolled	11,0	21,4	0	0
		Welded	36,0	60,5	0	0
2		Rolled	8,8	15,5	0,073	0,16
		Welded	29,9	51,7	0,23	0,63
3		Rolled	8,0	17,4	0,085	0,19
		Welded	27,8	48,6	0,28	0,74
4		Rolled	3,2	7,7	0	0
		Welded	9,7	19,3	0	0
5		Rolled	0,73	1,4	0,60	0,75
		Welded	1,5	2,7	1,0	1,8
6		Rolled	0,44	0,77	0,35	0,49
		Welded	0,87	1,5	0,56	0,99

(2)B The rotational stiffness provided by the stabilizing continuum to the beam may be determined from:

$$\frac{1}{C_D} = \frac{1}{C_{D,C}} + \frac{1}{C_{D,B}} + \frac{1}{C_{D,A}} \quad (\text{D.3})$$

where

$C_{D,C}$ rotational stiffness (per unit of the beam length) provided by the stabilizing continuum to the beam assuming a stiff connection to the member;

$C_{D,B}$ rotational stiffness (per unit of the beam length) deduced from an analysis of the distortional deformations of the beam cross-sections, where the flange in compression is the free one; where the compression flange is the connected one or where distortional deformations of the cross-sections may be neglected (e.g. for usual rolled profiles)
 $C_{D,B} = \infty$;

$C_{D,A}$ rotational stiffness (per unit of the beam length) of the connection between the beam and the stabilizing continuum.

NOTE B For more information on the determination of the rotational stiffness, see EN 1993-1-3.

Annex E
(informative)**Basis for the calibration of partial factors****E.1 Use of this informative annex**

(1) This Annex provides additional information to that given in 8.1 on the basis for the calibration of the partial factors γ_{Mi} for buildings. The information in this Annex is not meant for direct use in design.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information, this annex does not apply.

E.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex provides statistical data of material properties and dimensional parameters as used for the calibration of the partial factors γ_{Mi} for buildings.

E.3 Calibration

(1) The values of the partial factors for buildings in 8.1 are calibrated considering a reliability index taken equal to 3,8, for a reference period of 50 years for variable actions and material properties and a resistance-side weighting factor of $\alpha_R = 0,8$.

(2) The design values of resistances R_d in EN 1993-1-1 are defined as the ratio between the nominal resistance and the partial factor γ_{Mi} . The nominal resistance is evaluated by using nominal values for all basic variables, see Formula E.1.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Mi}} = \frac{R(X_n)}{\gamma_{Mi}} \quad (\text{E.1})$$

(3) EN 1990:—, Annex D⁵⁾— “Design assisted by testing” is applied for the calibration of the partial factors γ_{Mi} for buildings. The assumed scatter bands (mean values, coefficients of variation) for material properties and dimensional parameters are given in Table E.1 and Table E.2 respectively. For dimensional parameters not specifically mentioned in Table E.2, it is assumed that the mean values are equal to the nominal values and the standard deviations are equal to half of the interval between the nominal value and the lower bound of the applicable tolerance interval in EN 1090-2 or other relevant product standards.

(4) Scatter bands of parameter values X from production may generally be assumed to be in line with the assumptions made for the calibration of γ_{Mi} values for buildings, if the characteristic value X_k and the design value X_d determined from the production statistics both match or exceed the corresponding reference values $X_{5\%}$ and $X_{0,12\%}$ in Table E.1 and Table E.2. The values X_k and X_d for the production statistics may be determined by the procedures given in EN 1990:—⁵⁾, Annex D. They refer to non-exceedance probabilities of 5 % and 0,12 % respectively.

5) Under preparation. Current stage: prEN 1990:2020.

NOTE The values in Table E.1 and Table E.2 represent the materials and products currently available on the European market satisfying the relevant European product standards.

Table E.1 — Assumed variability of material properties

Parameter	Steel grade	Mean value X_m	Coefficient of variation	Upper reference value $X_{5\%}$	Lower reference value $X_{0,12\%}$
Yield strength, f_y	S235, S275	$1,25 R_{eH,min}^a$	5,5 %	$1,14 R_{eH,min}^a$	$1,06 R_{eH,min}^a$
	S355, S420	$1,20 R_{eH,min}^a$	5,0 %	$1,11 R_{eH,min}^a$	$1,03 R_{eH,min}^a$
	S460	$1,15 R_{eH,min}^a$	4,5 %	$1,07 R_{eH,min}^a$	$1,00 R_{eH,min}^a$
	Above S460	$1,10 R_{eH,min}^a$	3,5 %	$1,04 R_{eH,min}^a$	$1,00 R_{eH,min}^a$
Ultimate tensile strength, f_u	S235, S275	$1,20 R_{m,min}^a$	5,0 %	$1,11 R_{m,min}^a$	$1,03 R_{m,min}^a$
	S355, S420	$1,15 R_{m,min}^a$	4,0 %	$1,08 R_{m,min}^a$	$1,02 R_{m,min}^a$
	S460 and above	$1,10 R_{m,min}^a$	3,5 %	$1,04 R_{m,min}^a$	$1,00 R_{m,min}^a$
Modulus of elasticity, E	All steel grades	$210\,000 \text{ N/m}^2$	3,0 %	$200\,000 \text{ N/mm}^2$	$192\,000 \text{ N/mm}^2$

^a $R_{eH,min}$ and $R_{m,min}$ are the minimum yield strength R_{eH} and the lower bound of the ultimate tensile strength R_m according to the applicable product standard, e.g. of the EN 10025 series.

Table E.2 — Assumed variability of dimensional parameters

Dimension type	Parameter	Mean value X_m	Coefficient of variation	Upper reference value $X_{5\%}$	Lower reference value $X_{0,12\%}$
Outer dimensions of cross-section	Depth h	1,0 $h_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,9 %	0,98 $h_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,97 $h_{\text{nom}}^{\text{a}}$
	Width b	1,0 $b_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,9 %	0,98 $b_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,97 $b_{\text{nom}}^{\text{a}}$
	Outer diameter d of circular hollow section	1,0 $d_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,5 %	0,99 $d_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,98 $d_{\text{nom}}^{\text{a}}$
Thickness	Rolled and welded I- and H-sections: flange thickness t_f	0,98 $t_{f,\text{nom}}^{\text{a}}$	2,5 %	0,95 $t_{f,\text{nom}}^{\text{a}}$	0,91 $t_{f,\text{nom}}^{\text{a}}$
	Rolled and welded I- and H-sections: web thickness t_w	1,0 $t_{w,\text{nom}}^{\text{a}}$	2,5 %	0,96 $t_{w,\text{nom}}^{\text{a}}$	0,93 $t_{w,\text{nom}}^{\text{a}}$
	Hot rolled (seamless) or welded structural hollow sections (acc. to EN 10210): wall thickness t	0,99 $t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	2,5 %	0,95 $t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,92 $t_{\text{nom}}^{\text{a}}$
	Cold-formed sections made from coils or plates (acc. to EN 10219): wall thickness t	0,99 $t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	2,5 %	0,95 $t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,92 $t_{\text{nom}}^{\text{a}}$
	All other welded sections made from heavy plates: thickness t	0,99 $t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	2,5 %	0,95 $t_{\text{nom}}^{\text{a}}$	0,92 $t_{\text{nom}}^{\text{a}}$

^a Nominal dimensions according to the applicable product standard or specification.

Bibliography

References contained in recommendations (i.e. through “should” clauses)

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content, although not requirements strictly to be followed, constitutes highly recommended choices or course of action of this document. Subject to national regulation and/or any relevant contractual provisions, alternative standards 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 1993 (all parts), *Design of Steel Structures*

EN 1998 (all parts), *Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance*

EN 10025 (all parts), *Hot rolled products of structural steels*

EN 10149 (all parts), *Hot rolled flat products made of high yield strength steels for cold forming*

EN 10164, *Steel products with improved deformation properties perpendicular to the surface of the product - Technical delivery conditions*

EN 10210-1, *Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels - Part 1: Technical delivery conditions*

EN 10210-2, *Hot finished steel structural hollow sections - Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties*

EN 10219-1, *Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels - Part 1: Technical delivery conditions*

EN 10219-2, *Cold formed welded steel structural hollow sections - Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties*

References contained in permissions (i.e. through “may” clauses)

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content, although not requirements strictly to be followed, 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 10365, *Hot rolled steel channels, I and H sections - Dimensions and masses*

Other references

The following documents are those not included in the above categories but are cited informatively in the document, for example in notes.

EN ISO 1461, *Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles - Specifications and test methods (ISO 1461)*

- Entwurf -

EN ISO 12944 (all parts), *Paints and varnishes — Corrosion protection of steel structures by protective paint systems*

CEN/TS 1993-1-101⁶⁾, *Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-101: Alternative interaction method for members in bending and compression*

CEN/TR 1993-1-103⁵⁾, *Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-103: Elastic critical buckling of members*

6) Under preparation.