Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

DIN EN 1992-1-1

ICS 91.010.30; 91.080.40

Entwurf

Einsprüche bis 2021-10-27
Vorgesehen als Ersatz für
DIN EN 1992-1-1:2011-01,
DIN EN 1992-2:2010-12 und
DIN EN 1992-3:2011-01

Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021

Eurocode 2: Design of concrete structures –
Part 1-1: General rules –
Rules for buildings, bridges and civil engineering structures;
German and English version prEN 1992-1-1:2021

Eurocode 2: Calcul des structures en béton –
Partie 1-1: Règles générales –
Règles pour les bâtiments, les ponts et les ouvrages de génie civil;
Version allemande et anglaise prEN 1992-1-1:2021

Anwendungswarnvermerk

Dieser Norm-Entwurf mit Erscheinungsdatum 2021-08-27 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 Am DIN-Platz, Burggrafenstr. 6, 10787 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 775 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

© DIN Deutsches Institut für Normung e. V. ist Inhaber aller ausschließlichen Rechte für Deutschland – alle Rechte der Verwertung, gleich in welcher Form und welchem Verfahren, sind in Deutschland DIN e. V. vorbehalten. Für andere Länder hält DIN e. V. alle einfachen Rechte der Verwertung.
Alleinverkauf durch Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin

www.din.de
www.beuth.de
3236150

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (prEN 1992-1-1:2021) 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.

Das zuständige deutsche Normungsgremium ist der Arbeitsausschuss NA 005-07-01 AA „Bemessung und Konstruktion (SpA zu CEN/TC 250/SC 2, ISO/TC 71/SC 5 sowie ISO/TC 71/SC 6)“ 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 1992-1-1:2011-01, DIN EN 1992-2:2010-12 und DIN EN 1992-3:2011-01 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

a) Aufnahme und Überarbeitung der Inhalte aus DIN EN 1992-2 und EN 1992-3;

b) Aufnahme Anhang I, Anhang J, Anhang JA, Anhang L und Anhang Q;

c) vollständige technische Überarbeitung des Dokuments;

d) Norm redaktionell überarbeitet.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

– Entwurf –

2021-09

prEN 1992-1-1:2021

Titel de: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Regeln — Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke

Titel en: Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules — Rules for buildings, bridges and civil engineering structures

Titel fr: Eurocode 2: Calcul des structures en béton — Partie 1-1: Règles générales — Règles pour les bâtiments, les ponts et les ouvrages de génie civil

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Inhalt

Seite

Europäisches Vorwort ... 12

0 Einleitung ... 13
0.1 Einleitung zu den Eurocodes ... 13
0.2 Einleitung zu EN 1992 Eurocode 2 ... 13
0.3 Einleitung zu prEN 1992-1-1 ... 14
0.4 In den Eurocodes verwendete Verbformen ... 14
0.5 Nationaler Anhang für prEN 1992-1-1 ... 14

1 Anwendungsbereich ... 17
1.1 Anwendungsbereich von EN 1992, Teil 1-1 ... 17
1.2 Annahmen ... 18

2 Normative Verweisungen ... 19

3 Begriffe und Symbole ... 20
3.1 Begriffe ... 20
3.2 Symbole und Abkürzungen ... 31
3.2.1 Lateinische Großbuchstaben ... 31
3.2.2 Lateinische Kleinbuchstaben ... 35
3.2.3 Griechische Buchstaben ... 43
3.3 Symbole in Anhang A ... 52
3.3.1 Lateinische Großbuchstaben ... 52
3.3.2 Lateinische Kleinbuchstaben ... 52
3.3.3 Griechische Kleinbuchstaben ... 52
3.4 Symbole in Anhang I ... 52
3.4.1 Lateinische Großbuchstaben ... 52
3.4.2 Lateinische Kleinbuchstaben ... 52
3.4.3 Griechische Kleinbuchstaben ... 53
3.5 Symbole in Anhang J ... 53
3.5.1 Lateinische Großbuchstaben ... 53
3.5.2 Lateinische Kleinbuchstaben ... 54
3.5.3 Griechische Kleinbuchstaben ... 55
3.6 Symbole in Anhang JA ... 56
3.6.1 Lateinische Großbuchstaben ... 56
3.6.2 Lateinische Kleinbuchstaben ... 56
3.6.3 Griechische Buchstaben ... 57
3.7 Symbole in Anhang L ... 57
3.7.1 Lateinische Großbuchstaben ... 57
3.7.2 Lateinische Kleinbuchstaben ... 57
3.7.3 Griechische Buchstaben ... 58
3.8 Abkürzungen ... 59
3.9 Einheiten ... 59
3.10 Vorzeichenregelungen ... 59

4 Grundlagen der Tragwerksplanung ... 60
4.1 Allgemeine Regeln ... 60
4.1.1 Grundlegende Anforderungen ... 60
4.1.2 Tragwerkszuverlässigkeit und Qualitätsmanagement ... 60
4.1.3 Geplante Nutzungsdauer ... 60

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

4.2 Basisvariablen ... 60
4.2.1 Einwirkungen und zeitabhängige Auswirkungen ... 60
4.2.2 Geometrische Angaben ... 62
4.3 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten ... 63
4.3.1 Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkung aus Schwinden ... 63
4.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkung aus Vorspannung ... 63
4.3.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe ... 63
4.4 Anforderungen an Befestigungsmittel und nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse ... 64

5 Baustoffe ... 65
5.1 Beton ... 65
5.1.1 Allgemeines ... 65
5.1.2 Eigenschaften und Randbedingungen ... 65
5.1.3 Festigkeit ... 66
5.1.4 Elastische Verformung ... 67
5.1.5 Kriechen und Schwinden ... 67
5.1.6 Annahmen für die Bemessung ... 69
5.2 Betonstahl ... 71
5.2.1 Allgemeines ... 71
5.2.2 Eigenschaften ... 71
5.2.3 Schweißen von Bewehrungsstäben ... 72
5.2.4 Annahmen für die Bemessung ... 73
5.2.5 Mechanische Verbindungen von Bewehrungsstäben ... 73
5.2.6 Bewehrungsstäbe mit Kopf ... 74
5.3 Spannstahl ... 74
5.3.1 Allgemeines ... 74
5.3.2 Eigenschaften ... 74
5.3.3 Annahmen für die Bemessung ... 75
5.4 Spannverfahren ... 76
5.4.1 Allgemeines ... 76
5.4.2 Verankerungsbereiche ... 77

6 Dauerhaftigkeit ... 78
6.1 Allgemeines ... 78
6.2 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit ... 78
6.3 Exposition durch Umgebungsbedingungen ... 79
6.4 Expositionswiderstandsklassen ... 83
6.5 Betondeckung ... 84
6.5.1 Nennmaß der Betondeckung ... 84
6.5.2 Mindestbetondeckung ... 85
6.5.3 Vorhaltemaß ... 89

7 Statische Berechnung ... 90
7.1 Allgemeines ... 90
7.2 Tragwerksmodellierung ... 91
7.2.1 Geometrische Imperfektionen ... 91
7.2.2 Idealisierungen des Tragwerks ... 94
7.2.3 Geometrische Angaben ... 95
7.3 Berechnungsverfahren ... 96
7.3.1 Linear-elastische Berechnung ... 96
7.3.2 Linear-elastische Berechnung mit Umlagerung ... 98
7.3.3 Verfahren nach der Plastizitätstheorie ... 100
7.3.4 Nichtlineare Berechnung ... 100
7.4 Statische Berechnung von Bauteilen und Systemen mit Normalkraft nach Theorie II. Ordnung ... 101
7.4.1 Allgemeines ... 101

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

7.4.2 Kriechen ... 102
7.4.3 Berechnungsverfahren ... 103
7.4.4 Druckglied mit zweiachsiger Biegung ... 104
7.5 Kippen schlanker Balken ... 105
7.6 Vorgespannte Bauteile und Tragwerke ... 106
7.6.1 Allgemeines ... 106
7.6.2 Vorspannkraft ... 106
7.6.3 Sofortige Spannungsverluste ... 107
7.6.4 Zeitabhängige Spannungverluste ... 109
7.6.5 Auswirkungen der Vorspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ... 110

8 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) ... 111
8.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft ... 111
8.1.1 Allgemeines ... 111
8.1.2 Spannungsverteilung in Druckzonen ... 113
8.1.3 Biegung in Platten ... 113
8.1.4 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung ... 114
8.2 Querkraft ... 116
8.2.1 Allgemeines Nachweisverfahren ... 116
8.2.2 Genauerer Nachweis für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ... 120
8.2.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung ... 123
8.2.4 Schub in der Scheibenebene und Querbiegung ... 129
8.2.5 Schub zwischen Steg und Gurten ... 129
8.2.6 Schub in Verbundfugen ... 131
8.3 Torsion und kombinierte Einwirkungen ... 135
8.3.1 Allgemeine Betrachtungen zu Torsion ... 135
8.3.2 Schnittkräfte infolge von Torsion in kompakten oder geschlossenen Querschnitten ... 135
8.3.3 Schnittkräfte infolge von Torsion in offenen Querschnitten ... 137
8.3.4 Torsionswiderstand von kompakten oder geschlossenen Querschnitten ... 137
8.3.5 Bemessungsverfahren für kombinierte Einwirkungen ... 138
8.3.6 Interaktionsgleichung ... 138
8.4 Durchstanzen ... 139
8.4.1 Allgemeines ... 139
8.4.2 Statische Nutzhöhe, Bemessungsrundschnitt und Schubspannung für Durchstanznachweise ... 139
8.4.3 Durchstanzwiderstand von Platten ohne Durchstanzbewehrung ... 144
8.4.4 Durchstanzwiderstand von Platten mit Durchstanzbewehrung ... 146
8.5 Bemessung mit Stabwerkmodellen und Spannungsfeldern ... 148
8.5.1 Allgemeines ... 148
8.5.2 Druckstreben und Druckfelder ... 150
8.5.3 Zugstreben ... 151
8.5.4 Knoten ... 152
8.5.5 Ausbreitung der Druckstreben ... 155
8.6 Teilflächenbelastung ... 157

9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ... 160
9.1 Allgemeines ... 160
9.2 Begrenzung der Rissbreiten ... 161
9.2.1 Allgemeine Betrachtungen ... 161
9.2.2 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten ... 165
9.2.3 Vereinfachte Begrenzung der Rissbreiten ... 168
9.2.4 Genauere Begrenzung der Rissbreiten ... 169
9.3 Begrenzung der Durchbiegungen ... 173
9.3.1 Allgemeine Betrachtung ... 173
9.3.2 Vereinfachte Begrenzung der Durchbiegung mit Biegeschlankheiten ... 173

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

9.3.3 Vereinfachte Berechnung der Langzeitdurchbiegungen bei Tragwerken in Stahlbetonhochbauten ... 175
9.3.4 Allgemeines Verfahren für Durchbiegungsberechnungen ... 176
9.4 Schwingungen ... 177

10 Nachweis gegen Ermüdung ... 178
10.1 Allgemeines ... 178
10.2 Einwirkungskombination ... 179
10.3 Schnittkräfte und Spannungen beim Ermüdungsnachweis ... 179
10.4 Vereinfachter Nachweis für Betonstahl oder Spannstahl ... 180
10.5 Vereinfachter Nachweis für Beton unter Druck oder Druck-Zug ... 181
10.6 Vereinfachter Nachweis für Beton unter Querkraft ... 182
10.7 Vereinfachter Nachweis der Schubübertragung in Verbundfugen ... 182

11 Bauliche Durchbildung von Bewehrung und Spanngliedern im nachträglichen Verbund ... 183
11.1 Allgemeines ... 183
11.2 Stababstände ... 183
11.3 Zulässige Biegerollendurchmesser für gebogene Stäbe ... 184
11.4 Verankerung von Betonstahl unter Zug und Druck ... 185
11.4.1 Allgemeines ... 185
11.4.2 Verankerung gerader Stäbe ... 187
11.4.3 Verankerung von Stabbündeln ... 190
11.4.4 Verankerung von Stäben mit Winkelhaken und Haken ... 190
11.4.5 Verankerung von Stäben mit angeschweißter Querbewehrung ... 191
11.4.6 Verankerung von Steckbügelschlaufen ... 191
11.4.7 Verankerung von Kopfstäben ... 192
11.4.8 Verankerung von nachträglich eingemörteltem Betonstahl ... 193
11.5 Stöße von Betonstahl unter Zug und Druck und mechanische Verbindungen ... 195
11.5.1 Allgemeines ... 195
11.5.2 Alle Arten von Stößen ... 195
11.5.3 Stöße von Stabündeln ... 198
11.5.4 Stöße mit Steckbügelschlaufen ... 199
11.5.5 Stöße mit Kopfstäben ... 201
11.5.6 Mechanische Verbindungen ... 203
11.5.7 Durchgeschweißte Stumpfnaht- und Kehlnahtstöße ... 204
11.6 Spannglieder im nachträglichen Verbund ... 204
11.6.1 Allgemeines ... 204
11.6.2 Mindestabstand von Hüllrohren ... 204
11.6.3 Mindestkrümmungsradius und gerade Mindestlänge von Spanngliedern im Bereich von Verankerungen ... 205
11.6.4 Verankerungen, Kopplungen und Umlenkstellen von Spanngliedern im nachträglichen Verbund ... 206
11.7 Umlenkkräfte infolge von gekrümmten Zug- und Druckgurten ... 206

12 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Konstruktionsregeln ... 207
12.1 Allgemeines ... 207
12.2 Regeln für die Mindestbewehrung ... 208
12.3 Balken ... 210
12.3.1 Allgemeines ... 210
12.3.2 Längsbewehrung ... 211
12.3.3 Querkraft- und Torsionsbewehrung ... 212
12.3.4 Aufhängebewehrung bei indirektem Auflager ... 214
12.4 Platten ... 215
12.4.1 Allgemeines ... 215
12.4.2 Querkraftbewehrung ... 216
12.5 Platten-Stützen-Verbindungen und Stützenfundamente ... 217
12.5.1 Durchstanzbewehrung ... 217

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

12.5.2 Robustheitsbewehrung gegen das fortschreitende Versagen von Flachdecken ... 219
12.6 Stützen ... 220
12.7 Wände und wandartige Träger ... 221
12.8 Gründungen ... 222
12.9 Zugankersysteme für die Robustheit von Gebäuden ... 223
12.9.1 Allgemeines ... 223
12.9.2 Auslegung von Zugankern ... 224
12.9.3 Erforderliche Widerstände für Zuganker ... 225
12.10 Auflager, Lager und Bewegungsfugen ... 225
12.11 Oberflächenbewehrung bei großen Stabdurchmessern ... 227

13 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Betonfertigteilen ... 228
13.1 Allgemeines ... 228
13.2 Spezielle Anforderungen ... 228
13.3 Beton ... 228
13.3.1 Festigkeit bei Wärmebehandlung ... 228
13.3.2 Kriechen und Schwinden ... 229
13.4 Statische Berechnung ... 229
13.4.1 Allgemeines ... 229
13.4.2 Vorspannverluste infolge einer Wärmebehandlung ... 229
13.5 Bemessung und bauliche Durchbildung von Spanngliedern im sofortigen Verbund ... 230
13.5.1 Anordnung von Spanngliedern ... 230
13.5.2 Verankerungszonen ... 231
13.5.3 Übertragung der Vorspannung ... 232
13.5.4 Verankerung der Zugkraft im ULS ... 233
13.5.5 Querkraftwiderstand von Betonfertigteilen ohne Querkraftbewehrung ... 233
13.6 Deckensysteme für Gebäude ... 234
13.6.1 Querverteilung von Lasten ... 234
13.6.2 Scheibenwirkung ... 236
13.7 Verbindungen und Auflager ... 236
13.7.1 Allgemeines ... 236
13.7.2 Auflager ... 238
13.7.3 Köcherfundamente für Gebäude ... 239
13.7.4 Zugankersysteme für Gebäude ... 241

14 Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton ... 241
14.1 Allgemeines ... 241
14.2 Beton ... 242
14.3 Statische Berechnung ... 242
14.4 Grenzzustände der Tragfähigkeit ... 242
14.4.1 Allgemeines ... 242
14.4.2 Bemessungswiderstand für Biegung mit Normalkraft ... 243
14.4.3 Querkraft ... 243
14.4.4 Torsion ... 244
14.4.5 Grenzzustände der Tragfähigkeit infolge der Tragwerksverformung (Knicken) ... 244
14.5 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ... 247
14.6 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Konstruktionsregeln ... 247
14.6.1 Tragende Bauteile ... 247
14.6.2 Arbeitsfugen ... 247
14.6.3 Streifen- und Einzelfundamente ... 247

Anhang A (normativ) Anpassung von Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe ... 249
A.1 Anwendung dieses Anhangs ... 249
A.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 249
A.3 Allgemeines ... 249

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang B (normativ) Zeitabhängiges Baustoffverhalten: Kriechen, Schwinden und elastische Dehnung von Beton und Relaxation von Spannstahl 257
B.1 Anwendung dieses Anhangs 257
B.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich 257
B.3 Allgemeines 257
B.4 Zeitabhängige Entwicklung der Betonfestigkeit und der Steifigkeit 258
B.5 Grundgleichungen zur Ermittlung der Kriechzahl 260
B.6 Grundgleichungen zur Ermittlung der Schwinddehnung 263
B.7 Prüfungen zu elastischen Verformungen, Kriechen und Schwinden 264
B.8 Genauere Berechnung für Kriechen bei veränderlicher Belastung 266
B.9 Relaxation von Spannstahl 267

Anhang C (normativ) Anforderungen an Baustoffe 269
C.1 Anwendung dieses Anhangs 269
C.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich 269
C.3 Beton 269
C.3.1 Normalbeton (C) und Leichtbeton (LWAC) 269
C.3.2 Stahlfaserbeton (SFRC) 269
C.4 Betonstahl 270
C.4.1 Kohlenstoffbetonstahl 270
C.4.2 Nichtrostender Betonstahl 272
C.5 Spannstahl 273
C.6 Mechanische Verbindungen 276
C.7 Kopfstäbe 276
C.8 Nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse 276
C.9 Carbonfaserverstärkte Polymerbewehrung 278
C.9.1 CFRP-Bewehrung für Verstärkungen 278
C.9.2 Eingebettete FRP-Bewehrung 278

Anhang D (informativ) Beurteilung der frühzeitigen und der langfristigen Rissbildung infolge von Zwang 279
D.1 Anwendung dieses Anhangs 279
D.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich 279
D.3 Allgemeines 279
D.4 Beurteilung des Temperaturverlaufs 280
D.4.1 Allgemeines 280
D.4.2 Baustoffeigenschaften in Bezug auf die Temperaturentwicklung 281
D.5 Spannungsberechnungen 282
D.6 Rissbreitenberechnungen 283

Anhang E (normativ) Zusätzliche Regeln für den Ermüdungsnachweis 284
E.1 Anwendung dieses Anhangs 284
E.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich 284
E.3 Allgemeines 284
E.4 Nachweis anhand schadensäquivalenter Spannungsschwingbreite 284
E.4.1 Allgemeines 284
E.4.2 Nachweis für Bewehrung 284
E.4.3 Nachweis für Beton 286
E.5 Explizite Nachweise unter Anwendung der *Palmgren-Miner*-Regel 286
E.5.1 Nachweisbedingungen 286
E.5.2 Nachweisverfahren für Betonstahl und Spannstahl 287
E.5.3 Nachweisverfahren für Beton unter Druck oder Druck-Zug 287

Anhang F (informativ) Nichtlineare Berechnungsverfahren 289
F.1 Anwendung dieses Anhangs 289
F.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich 289
F.3 Allgemeines 289

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

F.4 Verfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten (PFM) ... 290
F.5 Verfahren mit Globalsicherheitsbeiwerten (GFM) ... 291
F.5.1 Allgemeines ... 291
F.5.2 Bestimmung des Globalsicherheitsbeiwerts ... 291
F.5.3 Zusätzliche Baustoffparameter ... 292
F.6 Vollständig probabilistisches Verfahren ... 293
F.7 Modellunsicherheit ... 293

Anhang G (normativ) Bemessung von Membran-, Schalen- und Plattenelementen ... 295
G.1 Anwendung dieses Anhangs ... 295
G.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 295
G.3 Bemessung von Membranbauelementen im ULS ... 295
G.4 Bemessung von Schalen- und Plattenelementen im ULS ... 297
G.5 Genauere Kontrolle der Rissbildung in Membranbauteilen im SLS ... 300

Anhang H (informativ) Angaben zur Bemessung und baulichen Durchbildung von Betontragwerken für die Wasserundurchlässigkeit ... 301
H.1 Anwendung dieses Anhangs ... 301
H.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 301
H.3 Allgemeines ... 301
H.4 Dichtheitsklassen ... 301
H.4.1 Klassifizierung ... 301
H.4.2 Dichtheitsanforderungen ... 302

Anhang I (informativ) Bewertung von bestehenden Tragwerken ... 304
I.1 Anwendung dieses Anhangs ... 304
I.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 304
I.3 Allgemeines ... 304
I.4 Bewertungsgrundlagen ... 305
I.4.1 Allgemeine Regeln ... 305
I.4.2 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten ... 306
I.5 Baustoffe ... 306
I.5.1 Allgemeines ... 306
I.5.2 Beton ... 307
I.5.3 Betonstahl ... 308
I.5.4 Spannstahl ... 309
I.6 Dauerhaftigkeit – Mindestbetondeckung für Verbund ... 309
I.7 Statische Berechnung ... 310
I.7.1 Berechnungsverfahren ... 310
I.7.2 Vorgespannte Bauteile und Tragwerke ... 310
I.8 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) ... 311
I.8.1 Allgemeines ... 311
I.8.2 Biegung mit oder ohne Normalkraft ... 311
I.8.3 Querkraft ... 312
I.8.4 Torsion und kombinierte Einwirkungen ... 315
I.8.5 Genauerer Durchstanznachweis ... 315
I.9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ... 317
I.9.1 Allgemeines ... 317
I.9.2 Begrenzung der Rissbreiten ... 317
I.10 Ermüdung ... 317
I.11 Bauliche Durchbildung von Bewehrung und Spanngliedern ... 318
I.11.1 Allgemeines ... 318
I.11.2 Stababstände ... 318
I.11.3 Zulässiger Stabdurchmesser für gebogene Stäbe ... 318
I.11.4 Verankerung von Betonstahl unter Zug und Druck ... 318
I.11.5 Stöße von Betonstahl unter Zug und Druck und mechanische Verbindungen ... 322

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.12 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Regeln – Regeln für die Mindestbewehrung ... 322

Anhang J (informativ) Verstärkung von bestehenden Betontragwerken mit CFRP ... 323
J.1 Anwendung dieses Anhangs ... 323
J.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 323
J.3 Allgemeines ... 323
J.4 Grundlagen der Tragwerksplanung – Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe ... 323
J.5 Baustoffe – Eigenschaften und zugehörige Bedingungen ... 324
J.6 Dauerhaftigkeit – Exposition gegenüber Umgebungsbedingungen ... 325
J.7 Statische Berechnung ... 326
J.8 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) ... 326
J.8.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft ... 326
J.8.2 Querkraft ... 328
J.8.3 Durchstanzen ... 330
J.8.4 Bemessung mit Stabwerkmodellen und Spannungsfeldern ... 330
J.9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ... 330
J.10 Ermüdung ... 330
J.10.1 Grundlegende Ermüdungsberechnung für CFRP-Systeme in externem Verbund ... 330
J.10.2 Genauere Ermüdungsberechnung für CFRP-Systeme in externem Verbund ... 331
J.10.3 Oberflächennah verklebte CFRP-Lamellen ... 332
J.11 Verbund und Verankerung von CFRP-Systemen ... 332
J.11.1 Verankerung von ABR-CFRP-Verstärkungssystemen ... 332
J.12 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Konstruktionsregeln mit CFRP ... 338
J.12.1 Biegeverstärkung mit extern geklebtem CFRP ... 338
J.12.2 Biegeverstärkung mit NSM-Bewehrungsstäben ... 338
J.12.3 Zulässige Biegerollendurchmesser für die Biegung von FRP ... 339
J.12.4 Zulässige Lagen für geklebte CFRP-Gelege und -Lamellen ... 339

Anhang JA (informativ) Eingebettete FRP-Bewehrung ... 340
JA.1 Anwendung dieses Anhangs ... 340
JA.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 340
JA.3 Allgemeines ... 340
JA.4 Nachweis – Teilsicherheitsbeiwerte für FRP-Bewehrung ... 340
JA.5 Baustoffe – FRP-Bewehrung ... 341
JA.5.1 Allgemeines ... 341
JA.5.2 Eigenschaften ... 341
JA.5.3 Annahmen für die Bemessung ... 341
JA.6 Dauerhaftigkeit – Betondeckung – Sonderregeln für FRP-Bewehrung ... 343
JA.7 Statische Berechnung – Sonderregeln für FRP-Bewehrung ... 343
JA.8 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) – Sonderregeln für FRP-Bewehrung ... 343
JA.8.1 Biegung mit oder ohne Normalkräfte ... 343
JA.8.2 Querkraft ... 343
JA.8.3 Torsion ... 344
JA.8.4 Durchstanzen ... 344
JA.8.5 Bemessung mit Stabwerkmodellen und Spannungsfeldern ... 344
JA.9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) – Sonderregeln für FRP-Bewehrung ... 345
JA.9.1 Begrenzung der Rissbreiten ... 345
JA.9.2 Begrenzung der Durchbiegungen ... 345
JA.10 Ermüdung ... 345
JA.11 Bauliche Durchbildung von FRP-Bewehrung ... 345
JA.11.1 Stababstände ... 345
JA.11.2 Zulässige Biegerollendurchmesser für gebogene Stäbe ... 345
JA.11.3 Verankerung von FRP-Bewehrung unter Zug und Druck ... 346
JA.12 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Betonfertigteilen ... 347
JA.13 Tragwerke aus gering bewehrtem Beton ... 347

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang K (normativ) Brücken 348
K.1 Anwendung dieses Anhangs 348
K.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich 348
K.3 Normative Verweisungen 348
K.4 Begriffe und Symbole 348
K.5 Grundlagen für die Tragwerksplanung 348
K.6 Baustoffe 348
K.7 Dauerhaftigkeit 348
K.8 Statische Berechnung 350
K.9 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) 350
K.10 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) 350
K.11 Ermüdungsnachweis über schadensäquivalente Spannungsschwingbreiten 350
K.11.1 Allgemeines 350
K.11.2 Nachweis für Bewehrung 350
K.11.3 Nachweis für Beton 355
K.12 Bauliche Durchbildung von Bewehrung und Spanngliedern 358
K.13 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Konstruktionsregeln 358
K.13.1 Allgemeines 358
K.13.2 Regeln für die Mindestbewehrung 358
K.13.3 Brücken mit externen Spanngliedern oder internen Spanngliedern ohne Verbund 359
K.13.4 Schrägseil-, Extradosed- und Hängebrücken 359
K.14 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Betonfertigteilen 360
K.15 Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton 361
K.16 Anhang A bis Anhang O 361

Anhang L (informativ) Tragwerke aus Stahlfaserbeton 362
L.1 Anwendung dieses Anhangs 362
L.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich 362
L.3 Allgemeines 362
L.4 Grundlagen der Tragwerksplanung – Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten – Teilsicherheitsbeiwerte von Baustoffen 362
L.5 Baustoffe – Stahlfaserbeton 363
L.5.1 Eigenschaften 363
L.5.2 Festigkeiten 363
L.5.3 Elastische Verformung 364
L.5.4 Kriechen und Schwinden 364
L.5.5 Annahmen für die Bemessung 365
L.6 Dauerhaftigkeit – Betondeckung – Mindestbetondeckung 366
L.7 Statische Berechnung – Verfahren nach der Plastizitätstheorie – Sonderregeln für SFRC-Tragwerke 367
L.8 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) 367
L.8.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft – Spannungsverteilung bei SFRC unter Zug 367
L.8.2 Querkraft 368
L.8.3 Torsion – Torsionswiderstand von kompakten oder geschlossenen Querschnitten 369
L.8.4 Durchstanzen 370
L.8.5 Bemessung mit Stabwerkmodellen – Zugstreben 370
L.8.6 Teilflächenbelastung 370
L.9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) — Begrenzung der Rissbreiten 370
L.9.1 Allgemeine Betrachtungen 370
L.9.2 Mindestbewehrungsflächen zur Begrenzung der Rissbreiten 371
L.9.3 Genauere Begrenzung der Rissbildung 371
L.10 Ermüdung 371
L.11 Bauliche Durchbildung der Bewehrung und Spannglieder 371
L.11.1 Allgemeines 371
L.11.2 Stababstände 371
L.12 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Regeln 371

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.12.1 Regeln für die Mindestbewehrung ... 371
L.12.2 Balken ... 372
L.12.3 Platten ... 372
L.12.4 Wände und wandartige Balken ... 373
L.12.5 Zugankersysteme für die Robustheit von Gebäuden ... 373
L.13 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Betonfertigteilen ... 373
L.13.1 Beton – Festigkeit von SFRC ... 373
L.13.2 Verbindungen und Lager ... 373
L.14 Gering bewehrte SFRC-Tragwerke ... 373
L.14.1 Allgemeines ... 373
L.14.2 Beton ... 373
L.14.3 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) – Querkraftwiderstand von SFRC-Bauteilen ohne Längsbewehrung ... 374
L.14.4 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ... 374
L.14.5 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Regeln ... 374

Anhang M (normativ) Tragwerke aus Leichtbeton ... 375
M.1 Anwendung dieses Anhangs ... 375
M.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 375
M.3 Allgemeines ... 375

Anhang N (informativ) Tragwerke aus Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung ... 378
N.1 Anwendung dieses Anhangs ... 378
N.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 378
N.3 Allgemeines ... 378

Anhang O (informativ) Näherungsverfahren zu Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung ... 382
O.1 Anwendung dieses informativen Anhangs ... 382
O.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 382
O.3 Kritische Last von Gebäudetragwerken ... 382
O.4 Knicklast von Einzelbauteilen ... 384
O.5 Schlankheitsgrad und Knicklänge von Einzelbauteilen ... 384
O.6 Grenzwert der Schlankheit für Einzelbauteile ... 385
O.7 Vereinfachte Berechnung von Einzelbauteilen auf Grundlage der Nennkrümmung ... 385
O.7.1 Allgemeines ... 385
O.7.2 Bemessungsmomente ... 385
O.7.3 Nennkrümmung ... 387
O.8 Elastisches Verfahren nach Theorie II. Ordnung ... 388
O.8.1 Allgemeines ... 388
O.8.2 Verfahren zur Momenten-Vergrößerung ... 389

Anhang P (informativ) Alternative Festlegung der Betondeckung für die Dauerhaftigkeit ... 391
P.1 Anwendung dieses informativen Anhangs ... 391
P.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 391
P.3 Mindestbetondeckung für die Dauerhaftigkeit ... 391
P.4 Dauerhaftigkeitsbezogene, indikative Festigkeitsklassen ... 393

Anhang Q (normativ) Nichtrostender Betonstahl ... 394
Q.1 Anwendung dieses Anhangs ... 394
Q.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich ... 394
Q.3 Allgemeines ... 394
Q.4 Mindestbetondeckung für die Dauerhaftigkeit ... 395
Q.5 Ermüdungsnachweis ... 396

Literaturhinweise ... 397

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Europäisches Vorwort

Dieses Dokument (prEN 1992-1-1:2021) 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 1992-1-1:2004, EN 1992-2:2005 und EN 1992-3:2006 mit ihren Änderungen und Berichtigungen ersetzen.

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

Die Eurocodes wurden erarbeitet, um in Verbindung mit einschlägigen Ausführungs-, Baustoff-, Produkt- und Prüfnormen angewendet zu werden und um Anforderungen an Ausführung, Baustoffe, 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.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

0 Einleitung

0.1 Einleitung zu den Eurocodes

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

— EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der 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>

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

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

0.2 Einleitung zu EN 1992 Eurocode 2

(1) EN 1992 gilt für den Entwurf, Bemessung und bauliche Durchbildung von Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauten aus unbewehrtem Beton, Stahlbeton und Spannbeton. EN 1992 entspricht den Grundsätzen und Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken sowie den Grundlagen für ihre Bemessung und den Nachweisen, die in prEN 1990, Grundlagen der Tragwerksplanung, enthalten sind.

(2) EN 1992 behandelt ausschließlich die Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit, die Dauerhaftigkeit und den Feuerwiderstand von Tragwerken aus unbewehrtem Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Andere Anforderungen, wie z. B. Wärmeschutz oder Schallschutz, werden nicht berücksichtigt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) EN 1992 ist in die folgenden Teile gegliedert:

— *Teil 1-1: Allgemeine Regeln — Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke*

— *Teil 1-2: Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall*;

— *Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton*.

0.3 Einleitung zu prEN 1992-1-1

(1) prEN 1992-1-1 beschreibt die Prinzipien und Anforderungen für Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken aus unbewehrtem Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Grundlage ist das Konzept der Grenzzustände unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten.

(2) prEN 1992-1-1 dient ebenfalls als Referenzdokument für andere CEN/TC, die sich mit Tragwerken auseinandersetzen.

(3) Die Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte und andere Parameter, die die Zuverlässigkeit festlegen, gelten als Empfehlungen, mit denen ein ausreichendes Zuverlässigkeitsniveau erreicht werden soll. Bei ihrer Festlegung wurde vorausgesetzt, dass ein angemessenes Niveau der Ausführungsqualität und des Qualitätsmanagements vorhanden ist. Wird prEN 1992-1-1 von anderen CEN/TC als Grundlage benutzt, müssen die gleichen Werte verwendet werden.

0.4 In den Eurocodes verwendete Verbformen

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

Das Verb „sollte“ beschreibt eine streng empfohlene Auswahl oder Vorgehensweise. In Abhängigkeit von nationalen Regeln und/oder relevanten Vertragsbestimmungen können alternative Lösungen verwendet/angenommen werden, wenn sie technisch 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 für prEN 1992-1-1

Dieser Eurocode enthält Werte im Rahmen von Anmerkungen, die angeben, wo nationale Festlegungen getroffen werden dürfen. Hierzu sollte die jeweilige nationale Ausgabe von prEN 1992-1-1 einen Nationalen Anhang mit allen national festgelegten Parametern enthalten, die für den Entwurf und die Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauten im jeweiligen Land Verwendung finden.

Ein Nationaler Anhang kann, direkt oder durch Verweisungen, ergänzende nicht widersprechende Angaben (NCCI, en: non-contradictory complementary information) enthalten. Dem Anwender dient dies als Hilfestellung bei der Anwendung des Eurocodes, vorausgesetzt die Festlegungen der Eurocodes werden nicht verändert.

Nationale Festlegungen sind in prEN 1992-1-1 zu den folgenden Abschnitten gestattet:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

4.2.1.5(3)	7.8.3(3)	F.7(8)
4.2.2(1)	8.2.1(3)	H.4.2(4)
4.3.1.1(1)	8.2.1(4)	I.4.2.1(2)
4.3.1.2(1)	8.2.2(5)	I.5.2.1(3)
4.3.1.2(2)	8.4.2(1)	I.5.2.2(1)
4.3.1.3(1)	8.4.4(3)	I.8.3.1(1)
4.3.3(3)	9.2.1(5)	I.9.1(2)
5.1.3(3)	9.2.4(2)	J.4(1)
5.1.4(2)	11.4.2(2)	JA.4(1)
5.1.5(4)	11.4.2(3)	K.7(2)
5.1.6(1)	12.3.1(1)	K.7(3)
5.1.6(2)	12.4.1(1)	K.14(2)
5.2.1(4)	12.6.1(1)	L.4 (1)
5.2.2(4)	12.7.1(2)	L.5.2(2)
5.3.1(3)	12.9.3(1)	L.5.5.2(1)
5.3.2(2)	14.2(1)	L.11.2(1)
6.3(3)	14.4.5.2(1)	L.12.3.1(2)
6.4(1)	A(1)	O.1(1)
6.5.2.1(2)	A(3)	P.1(3)
6.5.2.2(1)	A(6)	P.2(1)
6.5.2.2(2)	B.6(1)	P.2(2)
6.5.2.2(3)	C.4(1)	P.2(3)
6.5.2.2(7)	C.6(3)	P.3(1)
6.5.2.2(8)	C.7(2)	Q.4(2)
6.5.2.2(9)	C.8(2)	
6.5.2.2(10)	E.4.2(1)	
6.5.3(1)	F.5.2(1)	
7.3.2(4)	F.7(2)	

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Nationale Festlegungen sind in prEN 1992-1-1 bei der Anwendung der folgenden informativen Anhänge gestattet:

— Anhang D (informativ), Bewertung der frühzeitigen und der langzeitigen Rissbildung infolge von Zwang

— Anhang F (informativ), Nichtlineare Berechnungsverfahren

— Anhang H (informativ), Angaben zur Bemessung und baulichen Durchbildung von Betontragwerken für die Wasserundurchlässigkeit

— Anhang I (informativ), Bewertung von bestehenden Betontragwerken

— Anhang J (informativ), Verstärkung von bestehenden Betontragwerken mit CFRP

— Anhang JA (informativ), Eingebettete FRP-Bewehrung

— Anhang L (informativ), Tragwerke aus Stahlfaserbeton

— Anhang N (informativ), Tragwerke aus Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung

— Anhang O (informativ), Näherungsverfahren zu Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung

— Anhang P (informativ), Alternative Festlegung der Betondeckung für die Dauerhaftigkeit

ANMERKUNG Die Anwendung eines informativen Anhangs kann in einem Land zulässig sein, verboten sein oder als eine nationale Anforderung dienen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

1 Anwendungsbereich

1.1 Anwendungsbereich von EN 1992, Teil 1-1

(1) Dieses Dokument bildet die allgemeine Grundlage für die Bemessung und Konstruktion von Tragwerken aus unbewehrtem Beton, Stahlbeton und Spannbeton mit normalen, leichten und schweren Gesteinskörnungen zusammen mit spezifischen Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerken, einschließlich temporären Tragwerken, unter Temperaturbedingungen, die im Allgemeinen zwischen −40 °C und +100 °C liegen. Es entspricht den Grundsätzen und Anforderungen an die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und Robustheit von Tragwerken sowie den Grundlagen für ihre Bemessung und den Nachweisen, die in prEN 1990:2021, Grundlagen der Tragwerksplanung, enthalten sind.

(2) prEN 1992 behandelt ausschließlich die Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit, die Dauerhaftigkeit, Robustheit und den Feuerwiderstand von Tragwerken aus unbewehrtem Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Andere Anforderungen, wie z. B. Wärmeschutz oder Schallschutz, werden nicht berücksichtigt.

(3) Spezifische Regeln oder Informationen werden in den folgenden Anhängen behandelt:

— zur Bewertung von bestehenden Tragwerken in Anhang I;

— zur Verstärkung von bestehenden Betontragwerken mit CFRP in Anhang J und Anhang C;

— zu eingebetteter FRP-Bewehrung in Anhang JA und Anhang C;

— zu Stahlfaserbeton in Anhang L und Anhang C;

— zu Bewehrung aus nichtrostendem Stahl in Anhang Q und Anhang C.

(4) Dieser Teil 1-1 behandelt folgende Themen nicht:

— Feuerwiderstand (siehe EN 1992-1-2);

— Befestigungen in Beton (siehe EN 1992-4);

— Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben (siehe EN 1998 [alle Teile]);

— besondere Gesichtspunkte bei speziellen Ingenieurbauwerken (z. B. Talsperren, Druckbehälter);

— Tragwerke aus Ein-Korn-Beton, Gasbeton, Porenbeton, Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton;

— Tragwerke mit tragenden Stahl-Querschnitten (siehe EN 1994 [alle Teile] für Verbundtragwerke aus Stahl und Beton);

— tragende Bauteile aus Beton mit einem kleinsten Wert des Größtkorns der Gesteinskörnung $D_{\text{lower}} < 8$ mm, sofern nicht anders in diesem Eurocode angegeben.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

1.2 Annahmen

(1) Die folgenden Annahmen gelten:

— Tragwerke werden von ausreichend qualifizierten und erfahrenen Personen geplant.

— Baustoffe und Bauprodukte werden nach diesem Eurocode oder entsprechend den maßgebenden Baustoff- oder Produktspezifikationen verwendet.

— Tragwerke werden von ausreichend qualifizierten und erfahrenen Personen errichtet und die Bauausführung wird durch ausreichend qualifizierte und erfahrene Prüfer überwacht.

— Tragwerke werden angemessen instandgehalten.

— Tragwerke werden entsprechend den Bemessungsannahmen genutzt.

— Die Anforderungen an die Bauausführung und das Personal nach EN 13670 werden erfüllt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

2 Normative Verweisungen

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

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

EN 197-1, *Zement — Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement*

EN 206, *Beton — Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*

EN 1504-4, *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken — Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität — Teil 4: Kleber für Bauzwecke*

prEN 1990[N1]:2021, *Eurocode — Grundlagen der Tragwerksplanung*

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

prEN 1992-1-2:2021, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-2: Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall*

EN 1992-4, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton*

prEN 1993 (alle Teile), *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*

prEN 1997 (alle Teile), *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*

EN 10080, *Stahl für die Bewehrung von Beton — Schweißgeeigneter Betonstahl — Allgemeines*

prEN 10138 (alle Teile), *Spannstähle*

prEN 10370, *Stahl für die Bewehrung von Beton — Nichtrostender Stahl*

EN 13670, *Ausführung von Tragwerken aus Beton*

EN 13791:2019, *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen*

EN 14651, *Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern — Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit)*

EN 14889-1, *Fasern für Beton — Teil 1: Stahlfasern — Begriffe, Festlegungen und Konformität*

EN ISO 17660 (alle Teile), *Schweißen — Schweißen von Betonstahl*

ISO 10406 (alle Teile), *Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete — Test methods*

N1 An dieser Stelle wird in der englischen Referenzfassung irrtümlich auf EN 1991 verwiesen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3 Begriffe und Symbole

3.1 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die Begriffe nach prEN 1990:2021 und die folgenden Begriffe.

3.1.1
Verankerungsmörtel
Mörtel auf Grundlage eines organischen oder anorganischen Bindemittels oder einer Mischung aus diesen, der in flüssiger oder pastöser Konsistenz mit dem Zweck verbaut wird, Betonstahlstäbe in einem gebohrten Loch in Betontragwerken zu verankern und die Normalkräfte im Betonstahlstab auf das Betontragwerk zu übertragen

3.1.2
Balken
stabförmiges Bauteil, das hauptsächlich Biegung und Querkraft aufnimmt, dessen Querschnittsbreite nicht mehr als das 4-Fache seiner Höhe beträgt (anderenfalls sollte es als Platte betrachtet werden) und dessen Stützweite nicht weniger als das 3-Fache seiner Gesamthöhe beträgt

3.1.3
zweiachsige Biegung
gleichzeitige Biegung in zwei Hauptachsen

3.1.4
ausgesteifte Bauteile oder Systeme
Tragwerksteile oder Teilsysteme, bei denen in Berechnung und Bemessung davon ausgegangen wird, dass sie *nicht* zur horizontalen Gesamtstabilität eines Tragwerks beitragen

3.1.5
Aussteifungsbauteile oder Systeme
Tragwerksteile oder Teilsysteme, bei denen in Berechnung und Bemessung davon ausgegangen wird, dass sie zur horizontalen Gesamtstabilität eines Tragwerks beitragen

3.1.6
Knicken
Stabilitätsversagen eines Bauteils oder Tragwerks unter reiner Normalkraft ohne Querbelastung

3.1.7
Knicklast
Last, bei der Knicken auftritt; bei elastischen Einzelbauteilen entspricht sie der idealen Eulerschen Verzweigungslast

3.1.8
Kohlenstoffstahl
Bewehrung aus schweißbarem Stahl nach prEN 10080

3.1.9
Gurt
Druck- oder Zugteil eines Bauteils das so idealisiert ist, dass es eine schmale Breite aufweist und mit angrenzenden Membranelementen durch Längsschub interagiert

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.10
Stütze
stabförmiges Bauteil, das hauptsächlich durch Normaldruckkräfte beansprucht wird, dessen Querschnittshöhe seine Breite nicht um das 4-Fache übersteigt (anderenfalls sollte es als eine Wand betrachtet werden) und dessen Länge mindestens das 3-Fache der Querschnittshöhe beträgt

3.1.11
Druckfeld
Bereich eines Spannungsfelds, in dem Beton durch einaxiale Druckspannungen beansprucht wird

3.1.12
Umschnürungsbewehrung
Bewehrung, die die Betondruckfestigkeit und die Verformungsfähigkeit durch die günstige Auswirkung von Querdruckspannungen (8.1.4) erhöhen kann oder die erforderliche Verankerungslänge durch Verhinderung des Abplatzens der Betondeckung (11.4.2(6)) reduzieren kann

Anmerkung 1 zum Begriff: Sie kann aus Bügeln, Schenkeln, Wendeln, Steckbügeln oder Kopfstäben bestehen, die senkrecht oder in einem Winkel zur Bauteilachse angeordnet sind.

Anmerkung 2 zum Begriff: Umschnürungsbewehrung kann den Bemessungswert der Verankerungslänge reduzieren, wenn sie senkrecht zu der freien Oberfläche angeordnet ist und ins Innere des Querschnitts verankert ist.

3.1.13
mechanische Verbindungen
spezielle Bewehrungsprodukte, die für das mechanische Stoßen von Betonstahlstäben verwendet werden

3.1.14
Betondeckung
Abstand zwischen der Oberfläche eines Bewehrungsstabs oder Spannglieds (einschließlich Bügel, Haken und Oberflächenbewehrung, sofern maßgebend) und der nächstgelegenen Betonoberfläche

3.1.15
Mindestbetondeckung
Mindestwert der Betondeckung, der dazu dient, (i) die sichere Übertragung der Verbundkräfte, (ii) den Korrosionsschutz des Stahls (Dauerhaftigkeit) sicherzustellen

3.1.16
Nennmaß der Betondeckung
festgelegter Wert der Betondeckung, definiert als eine Mindestbetondeckung zuzüglich eines Vorhaltemaßes

3.1.17
Rissbildungsphase
Phase des Rissbildungsprozesses, die bei Kräften auftritt, die den Risskräften nahekommen, und in der das vollständige Rissbild noch nicht erreicht ist. Sie ist die typische Art der Rissbildung infolge von aufgezwungenen Verformungen mit großen Rissabständen. Ein Anstieg der aufgezwungenen Dehnung wird nicht zur Vergrößerung der Rissbreite führen. Stattdessen werden dadurch neue Risse gebildet

3.1.18
rechnerische Rissbreite
rechnerische Rissbreite an der Bauteiloberfläche

3.1.19
Grundkriechen
Kriechen, das in Beton bei fehlendem Feuchteaustausch mit der Umgebung auftritt

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

3.1.20
Trocknungskriechen
Kriechen, zusätzlich zum Grundkriechen, das in Beton bei Feuchteaustausch mit der Umgebung auftritt. Das Gesamtkriechen ist die Summe aus Grund- und Trocknungskriechen

3.1.21
wandartiger Balken
Balken, dessen Stützweite l_{eff} weniger als das 3-Fache seiner Gesamtquerschnittshöhe h beträgt

3.1.22
Verformungsfähigkeit
Fähigkeit eines Bauteils oder eines Teils davon oder eines Tragwerks, sich unter Beibehaltung seiner Tragfähigkeit zu verformen

3.1.23
Bautechnische Unterlagen (oder Projektbasis)
Dokument, das sämtliche bei Bemessung und Konstruktion eines bestimmten Bauvorhabens angewendeten Annahmen angibt, insbesondere einschließlich derer, für die Eurocodes Wahlmöglichkeiten zulassen oder die von Eurocodes abweichen

3.1.24
Feuchtstelle
Bereich, der bei Berührung einen leichten Feuchtefilm auf der Hand zurücklassen könnte, jedoch keine Wassertropfen (d. h. Tropfenbildung)

3.1.25
Scheibe
plattenförmiges Bauteil, das Kräfte in Scheibenrichtung aufnehmen kann

3.1.26
Wirkungsbereich der Bewehrung
Betonfläche unter Zug um die Bewehrung, in der die Rissöffnung wirksam durch die Bewehrung begrenzt wird (Betonfläche, die bis zur Zugfestigkeit des Betons beansprucht werden muss, um einen neuen Riss zu erzeugen)

3.1.27
statische Nutzhöhe
Abstand in einem Querschnitt vom gedrückten Querschnittsrand zum geometrischen Schwerpunkt der Längszugbewehrung

3.1.28
Knicklänge
Länge einer beidseitig gelenkig gelagerten Ersatzstütze mit konstanter Normalkraft, die den Querschnitt und die Knicklast des tatsächlichen Bauteils unter Berücksichtigung der Knicklinie aufweist

3.1.29
Europäische Technische Produktspezifikation
— eine Europäische Produktnorm (EN);

— oder eine Europäische Technische Bewertung (ETA), basierend auf einem Europäischem Bewertungsdokument (EAD);

— oder eine transparente oder reproduzierbare Bewertung, die allen Anforderungen des relevanten EAD entspricht

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.30
Ausführungsunterlagen
Gesamtheit aller Zeichnungen, technischen Daten und Anforderungen, die für die Bauausführung eines bestimmten Bauvorhabens erforderlich sind

3.1.31
externes Spannglied
Spannglied, das außerhalb des Betons, entweder innerhalb der Querschnittshöhe oder auf der Oberfläche des Querschnitts liegt und mit einem Schutzmantel umhüllt ist, der mit einem geeigneten Einpressmörtel oder einer Korrosionsschutzmasse gefüllt ist

3.1.32
Auswirkungen nach Theorie I. Ordnung
Auswirkungen der Einwirkungen, die ohne Berücksichtigung der Auswirkung von Tragwerksverformungen berechnet werden, jedoch geometrische Imperfektionen einschließen

3.1.33
Flachdecke
Deckenplatte, die punktförmig von Stützen gestützt wird und die eine Vollplatte, Rippen- oder Kassettendecke sein kann

3.1.34
allgemeine Verankerungszone
Bereich, in dem die Spanngliedkraft über den Bauteilquerschnitt eingeleitet wird, bis eine lineare Spannungsverteilung angenommen werden kann

3.1.35
Kopfstab
Bewehrungsstab, an dem ein Kopf an einem oder beiden Enden angeordnet ist, als kurzer Bewehrungstab auch Kopfbolzen bezeichnet

3.1.36
Haken
Abbiegung am Ende eines Bewehrungsstabs, die um nicht weniger als 135° gebogen ist

3.1.37
Stützenquerbewehrung
geschlossener Bewehrungsstab oder Wendelbewehrung, der/die die Längsbewehrung in Druckgliedern umschließt

3.1.38
profilierte Bewehrung
Betonstahl mit mindestens zwei Reihen von Profilierungen, die gleichmäßig über die gesamte Länge verteilt sind nach EN 10080

3.1.39
Schnittkräfte
Resultierende der Spannungen im Querschnitt eines Bauteils (Normalkraft, Querkraft, Biegemoment, Torsion)

3.1.40
internes Spannglied
Spannglied, das im Beton angeordnet ist, entweder im Verbund oder ohne Verbund mit dem Beton

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

3.1.41
Einzelbauteil
Bauteil, bei dem keine Lastumlagerung auf angrenzende Bauteile möglich ist

3.1.42
einzelnes Fertigteil
Fertigteil, bei dem keine Lastumlagerung auf angrenzende Bauteile möglich ist

3.1.43
Leichtbeton
Beton, der ein geschlossenes Gefüge und eine Dichte von nicht mehr als 2 200 kg/m³ hat und der leichte künstliche oder natürliche Gesteinskörnungen mit einer Trockenrohdichte des Korns von weniger als 2 000 kg/m³ enthält

3.1.44
stabförmiges Bauteil
tragendes Bauteil, gerade oder gekrümmt, bei dem ein Maß erheblich größer ist als die anderen (wie Balken oder Stützen)

3.1.45
Bügelschenkel
Bewehrung, die so gebogen ist, dass sie einzelne oder mehrere Schenkel bildet, die die Längsbewehrung umfassen. Bügelschenkel können geschlossen oder offen mit ausreichenden Verankerungen an ihren Enden ausgeführt sein

Anmerkung 1 zum Begriff: Siehe auch den Begriff „Bügel“, der eine ähnliche Definition wie der Begriff „Schenkel “ aufweist, jedoch keine einschnittige Z- oder C-förmige Bewehrung einschließt.

3.1.46
lokale Verankerungszone
Bereich in unmittelbarer Nähe der Spanngliedverankerung oder der Kopplungsvorrichtung, in dem die Spanngliedkraft von der Verankerung oder Kopplungsvorrichtung auf den Beton übertragen wird

3.1.47
Schlaufe
U-förmiger Bewehrungsstab, bei dem beide Schenkel ihre Kräfte an andere Bewehrung oder über den Verbund an den Beton übertragen

3.1.48
Hauptbewehrung
in einachsig gespannten Platten die senkrecht zu den Auflagern angeordnete Biegebewehrung

3.1.49
Membran
plattenförmiges Bauteil, das hauptsächlich in Scheibenrichtung beansprucht wird

3.1.50
Knotenbereich
Bereich eines Spannungsfelds, in dem die Kraft zwischen gleichzeitig wirkenden Druckfeldern und/oder Zugstreben übertragen wird

3.1.51
Knoten
Schnittpunkt von Druck- und/oder Zugstreben, an dem Kräfte zwischen diesen übertragen werden

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.52
nichtlineare Berechnung
Berechnungsverfahren, das Modelle zur Berücksichtigung physikalischen und geometrischen nichtlinearen Verhaltens verwendet

3.1.53
Betonstahl
nicht vorgespannte Bewehrung. Sofern nicht anders festgelegt, besteht sie aus Bewehrungsstahl

3.1.54
glatter Betonstahl
Bewehrung mit glatter Oberfläche

3.1.55
unbewehrte oder gering bewehrte Bauteile
tragende Betonbauteile nach Abschnitt 14 ohne Bewehrung (unbewehrter Beton) oder mit einer Bewehrung, welche die Mindestmengen unterschreitet

3.1.56
plattenförmiges Bauteil
tragendes Bauteil, bei dem das Maß h in einer Richtung erheblich kleiner ist als die Maße in den anderen Richtungen b mit $b/h > 4$ (wie Platten, Wände und Schalen)

3.1.57
Köcherfundament
Bauelement (Fertigteil, Ortbeton oder teilweise vorgefertigt), das aus einer Gründungsplatte und vier „Wänden“ besteht, die eine enge Vertiefung für die Einbettung des Fußes einer vorgefertigten Stütze bilden, die mit Ortbeton verfüllt wird

3.1.58
nachträglich eingemörtelter Bewehrungsanschluss
gerichteter gerader Betonstahlstab und Verankerungsmörtel, die unter Gebrauch von Werkzeugen zum Bohren und Vorbereiten des Lochs (z. B. Fräsen und Reinigen) sowie zum Einpressen des Mörtels (z. B. Zufuhreinrichtung, Düsen, Kolbenanschluss, sofern zutreffend) eingebaut werden

3.1.59
Spannverfahren
Verfahren, bei dem die Vorspannung auf die Spannglieder aufgebracht wird, die in einem vollständig ausgehärteten Betonbauteil innerhalb einer vollständigen Baugruppe von Verankerungen, Ummantelung mit Beschichtung (bei Anwendungen ohne Verbund) oder zu verpressenden Hüllrohren (bei Anwendungen im nachträglichen Verbund) angeordnet sind

3.1.60
Betonfertigteil
im Werk hergestelltes oder auf der Baustelle gefertigtes Bauelement, das an einer vom Einbauort abweichenden Stelle betoniert und nachbehandelt wird

3.1.61
vorgefertigtes Betonerzeugnis
Bauteil aus Beton, das nach einer Produktnorm hergestellt wurde und Ergebnis eines industriellen Prozesses ist, der einem System der werkseigenen Produktionskontrolle unterliegt, und das während der Fertigung gegen Witterungseinflüsse geschützt wurde

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

3.1.62
Fertigteiltragwerk
Tragwerk, das aus Betonfertigteilen montiert wird, die zur Sicherstellung der erforderlichen Standsicherheit verbunden sind

3.1.63
Vorspannung
Auswirkung des Vorspannvorgangs, und zwar Schnittkräfte in den Querschnitten und Verformungen des Tragwerks

3.1.64
Vorspannvorgang
Vorgang, bei dem Kräfte von den Spanngliedern auf das Betontragwerk aufgebracht werden

3.1.65
Spannbewehrung
Vorgespannte Bewehrung aus Litzen, Drähten oder Stäben nach prEN 10138 (alle Teile). Sofern nicht anders festgelegt, besteht sie aus Spannstahl

3.1.66
Vorspannung mit sofortigem Verbund
Vorgang, bei dem Spannglieder vor dem Betonieren gespannt werden und während des Betonierens gespannt bleiben

3.1.67
Spannglied im sofortigen Verbund
Spannbewehrung in direktem Verbund mit dem Beton

3.1.68
Bewehrung
Konstruktion aus Stäben und/oder Spanngliedern, die vorgespannt sind (Spannbewehrung) oder nicht (Betonstahlbewehrung), in Betonbauteile eingebettet oder mit diesen verbunden sind. Sofern nicht anders festgelegt, besteht sie aus Stahl und liegt im Verbund mit dem Beton

3.1.69
gerippte Bewehrung
Bewehrungsstäbe nach EN 10080 mit mindestens zwei Reihen von gleichmäßig über die gesamte Länge verteilten Rippen

3.1.70
Rippendecke
Platte mit in einer Richtung verlaufenden, schmalen Rippen

3.1.71
Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung
zusätzliche Auswirkungen der Einwirkungen infolge der Verformungen des Tragwerks

3.1.72
Zusatzbewehrung
parallel zu den Auflagern angeordnete Biegebewehrung in einachsig gespannten Platten

3.1.73
Querkraftbewehrung
Querkraftbewehrungselemente
Bügel, Bügelschenkel, Kopfbolzen oder aufgebogene Stäbe, die speziell für die Aufnahme der Schnittgrößen aus Querkraft und Torsion angeordnet werden

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.74
Schale
flächenförmiges Bauteil, entweder flach oder gekrümmt, das Kräfte sowohl in Schalenfläche als auch quer zur Schalenfläche aufnimmt. Zylindrische Schalen sind einfach gekrümmt, Kugelschalen sind doppelt gekrümmt

3.1.75
Grundschwinden
Schwinden, das in Beton bei fehlendem Luftfeuchteaustausch mit der Umgebung auftritt. Wird auch als autogenes Schwinden bezeichnet

3.1.76
Trocknungsschwinden
Schwinden, zuzüglich zum Grundschwinden, das in Beton bei vorhandenem Luftfeuchteaustausch mit der Umgebung auftritt. Das Gesamtschwinden ist die Summe aus Grundschwinden und Trocknungsschwinden

3.1.77
Platte
flächenförmiges Bauteil, das hauptsächlich senkrecht zu seiner Ebene beansprucht wird, bei dem das kleinste Plattenmaß nicht weniger als das 4-Fache der Gesamtdicke beträgt und das möglicherweise auch als Scheibe wirkt

3.1.78
Vollplatte
Platte ohne Hohlräume oder ohne Rippen in ihrer gesamten Höhe

3.1.79
Wendelbewehrung
durchgehend spiralförmige Bewehrung in Form einer zylindrischen oder prismatischen Wendel

3.1.80
abgeschlossene Rissbildung
Phase des Rissbildungsprozesses, in der das Rissbild vollständig abgeschlossen ist. Ein Anstieg der Einwirkungen wird üblicherweise zu einer Vergrößerung der Rissöffnung führen. Diese Art der Rissbildung wird üblicherweise mit aufgebrachten externen Lasten in Verbindung gebracht, wenn derartige Lasten deutlich über den Risskräften liegen

3.1.81
nichtrostender Stahl
Bewehrung aus nichtrostendem Stahl nach prEN 10370

3.1.82
Bügel
Bewehrung, die so gebogen ist, dass sie doppelte oder mehrere Schenkel bildet, die die Längsbewehrung umfassen. Bügel können geschlossen oder offen mit ausreichender Verankerung an ihren Enden ausgeführt sein

3.1.83
Spannungsfeld
Spannungszustand in einem Tragwerk im Gleichgewicht mit den äußeren Einwirkungen

3.1.84
Druckstrebe
Resultierende aus einem Druckfeld, Teil eines Stabwerkmodells

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

3.1.85
Stabwerkmodell
Modell, das aus den resultierenden Kräften eines Spannungsfelds mit Druck- und Zugstreben erstellt wird, mit Druckstreben für die Druckfelder und Zugstreben für die Zugbewehrung

3.1.86
indirektes Auflager
Auflager mit örtlichen Zugspannungen im stützenden Bauteil, die durch aufgebrachte Lasten verursacht werden

3.1.87
technische Dokumentation des Spannverfahrens
Dokumentation, die sämtliche Informationen enthält, die für die Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Tragwerken mit Spanngliedern nach diesem Eurocode relevant sind. Europäische Technischen Bewertungen (ETA) werden als geeignet betrachtet

3.1.88
Spannglied
bei Anwendungen in Spannverfahren besteht das Spannglied aus Verankerungen, Spannstahl (Litze, Draht, Stab) und einem Hüllrohr mit Korrosionsschutzmasse bei Anwendungen ohne Verbund oder einem Hüllrohr mit Einpressmörtel für Anwendungen im Verbund. Bei Anwendungen im sofortigen Verbund besteht das Spannglied nur aus Spannbewehrung

3.1.89
Schutzgrad des Spannglieds
Bezeichnung einer Klasse oder eines Grads des Korrosionsschutzes, mit dem Spannglieder ausgestattet sind

3.1.90
Zugstrebe
Bestandteil eines Stabwerkmodells, das die konzentrierten oder verteilten Bewehrungen repräsentiert

3.1.91
Querbewehrung
Bewehrung, die senkrecht zum betrachteten Stab angeordnet ist

Anmerkung 1 zum Begriff: Bei stabförmigen Bauteilen kann sie aus Bügeln, Schenkeln oder Wendeln bestehen, die die betrachtete Längsbewehrung umschließen; in plattenförmigen Bauteilen besteht sie aus gerader Bewehrung parallel zur freien Oberfläche.

3.1.92
Spannglied ohne Verbund
Spannglied in Bauteilen bei denen der Verbund der Spannbewehrung mit dem Bauteil dauerhaft durch die Umhüllung mit Korrosionsschutzmasse oder durch Anordnung des Spannglieds außerhalb des Betonquerschnitts (siehe externes Spannglied) verhindert wird

3.1.93
Kassettendecke
Platte mit in beiden Richtungen verlaufenden, eng angeordneten Rippen

3.1.94
Wand
plattenförmiges Bauteil das hauptsächlich in Scheibenrichtung beansprucht wird, dessen Querschnittsbreite seine Dicke um das 4-Fache übersteigt (anderenfalls sollte es als eine Stütze betrachtet werden) und dessen Höhe mindestens das 3-Fache der Querschnittsdicke beträgt

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Begriffe in Anhang I

3.1.95
Eindringtiefe der Korrosion
Verlust im Querschnittsradius eines Stabs infolge von gleichmäßiger Korrosion

3.1.96
Lochfraßkorrosion
Art der lokalen Korrosion, die zur Bildung von Hohlräumen oder Löchern im Metall führt

Begriffe in Anhang J

3.1.97
Klebstoff
Material mit ausreichender Haftfestigkeit, um eine CFRP-Bewehrung mit einer Betonoberfläche zu verbinden

3.1.98
geklebte CFRP-Bewehrung
(ABR-CFRP)
extern geklebte oder oberflächennah eingebaute CFRP-Bewehrung, die mit Klebstoff eine Schubkraftübertragung in den Beton sicherstellt

3.1.99
CFRP-Stab
thermisch gehärtete, einachsig wirkende CFRP-Bewehrung, die durch ein Strangziehverfahren in verschiedenen Querschnittsformen vorgefertigt als NSM-Bewehrung verwendet wird

3.1.100
kohlenstofffaserverstärktes Polymer
CFRP, en: carbon fibre reinforced polymer
Faser-Polymer-Verbundwerkstoff, der aus industriell hergestellten, in eine Polymermatrix eingebetteten Kohlenstofffasern besteht

3.1.101
kohlenstofffaserverstärktes Polymer-System
CFRP-System
Verbundwerkstoff, der aus CFRP-Werkstoff mit einem dazugehörigen Klebstoff besteht, der auf eine ausreichend vorbereitete Betonoberfläche zum Zweck der Verstärkung eines tragenden Betonbauteils geklebt wird

3.1.102
Ablösen der Betondeckung
Versagensart, die am Ende einer geklebten Bewehrung auftritt, wenn ein Versatz der Zugkraft die Betondeckung und die gesamte geklebte Bewehrung ablösen kann

3.1.103
extern geklebte Bewehrung
EBR, en: externally bonded reinforcement
CFRP-Bewehrung, die außen auf einer Betonoberfläche aufgeklebt wird

3.1.104
extern geklebte Bügel
extern geklebtes CFRP-System, das das Bauteil in geschlossener oder U-Form umfasst

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

3.1.105
faserverstärktes Polymer
FRP, en: fibre reinforced polymer
Verbundwerkstoff, der aus industriell hergestellten, in eine Polymermatrix eingebetteten Fasern besteht

3.1.106
oberflächennah eingebaute Bewehrung
NSM, en: near surface mounted reinforcement
CFRP-Stab, der in Schlitzen eingeklebt ist, die in den Bereich der bestehenden Betondeckung geschnitten wurden

3.1.107
Gelege
textile Oberflächenstruktur, die trockene parallele Faserbündel enthält, die in einer oder mehreren Richtungen angeordnet sind

3.1.108
Schlitz
kleine Vertiefungen, die entlang des Bauteils mit zuvor bestimmten Maßen in den Bereich der Betondeckung geschnitten und mit Klebstoff gefüllt werden, in den die Lamellen oder Stäbe (NSM) eingeklebt werden

3.1.109
Lamellen
thermisch gehärtete einachsig wirkende CFRP-Bewehrung, die industriell in verschiedenen flachen rechteckigen Formen vorgefertigt als NSM- oder EBR-Bewehrung verwendet wird

Begriffe in Anhang JA

3.1.110
faserverstärktes Polymer
FRP, en: fibre reinforced polymer
Faser-Polymer-Verbundwerkstoff, der aus industriell hergestellten, in eine Polymermatrix eingebetteten Fasern besteht

3.1.111
faserverstärkte Polymerbewehrung
Konstruktion aus profilierten oder gefrästen faserverstärkten Polymerbewehrungsstäben, die in Betonbauteile eingebettet oder mit diesen verbunden sind

Begriffe in Anhang L

3.1.112
Stahlfaserbeton
SFRC, en: steel fibre reinforced concrete
Beton in Übereinstimmung mit EN 206, bei dem Stahlfasern in der Betonmatrix enthalten sind, um eine Nachrisszugfestigkeit zu erreichen, die nach EN 14651 bestimmt wird

3.1.113
Nachrissbiegezugfestigkeit
Spannung an der äußersten Zugschicht eines SFRC-Querschnitts unter Biegebeanspruchung, die einer bestimmten Rissbreite entspricht, die unter Anwendung linear-elastischen Baustoffverhaltens und unter der Annahme, dass ebene Querschnitte während der Biegung eben bleiben, bestimmt wurde

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.114
Nachrisszugfestigkeit
einaxiale Zugspannung, die einer bestimmten Rissöffnung entspricht, die anhand der Nachrissbiegezugfestigkeitt unter Anwendung der Bemessungsregeln nach Anhang L ermittelt wurde

3.1.115
Nachrissbetonfestigkeitsklasse
Klassifizierung, die die Leistung eines SFRC oberhalb der Rissdehnung des Betons festlegt. Diese Klasse legt die Nachrissfestigkeit des SFRC-Betons ohne zusätzliche Bewehrungsstäbe oder Vorspannung fest

3.1.116
Duktilitätsklasse
Klassifizierung, die durch das Verhältnis zwischen der Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD_1$ und $CMOD_3$ festgelegt wird

3.2 Symbole und Abkürzungen

In diesem Dokument werden die folgenden Formelzeichen verwendet.

3.2.1 Lateinische Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche	
A_{b0}	Fläche innerhalb des Rundschnitts für den Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen	Bild 8.21
A_c	Betonquerschnittsfläche	
A_{cc}	Druckzone	14.4.2(3)
$A_{c,conf}$	Fläche des umschnürten Betonbereichs	8.1.4(4)
$A_{c,eff}$	Wirkungsbereich der Bewehrung	9.2.1(7), 9.2.1(8)
A_p	Querschnittsfläche der Spannbewehrung	7.5(2), 8.2.2(6), 9.2.3(1), 9.2.4(3)
A_s	Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung	8.2.2(2), 8.5.3(1)
A_{sc}	Querschnittsfläche der Längsbewehrung im Druckgurt	8.2.3(6)
$A_{s,conf}$	Querschnittsfläche eines Schenkels der Umschnürungsbewehrung	8.1.4(3)
$A_{s,conf,x}$, $A_{sconf,y}$	Wert von $A_{s,conf}$ in x- bzw. y-Richtung	8.1.4(3)
A_{sf}	Querschnittsfläche der Querbewehrung in einem Gurt	8.2.5(4)
$A_{s,min}$	Mindestquerschnittsfläche der Bewehrung	12.1.1(1),12.1.1(2), 12.5.2(1), 12.7(2)
$A_{s,min,w1}$	Fläche der Mindestbewehrung, die an der am stärksten zugbeanspruchten Fläche des betrachteten Teilquerschnitts in Bezug auf die Begrenzung der Rissbildung anzuordnen ist	9.2.2(3)
$A_{s,min,w2}$	Fläche der Mindestbewehrung, die an der am geringsten zugbeanspruchten Fläche des betrachteten Teilquerschnitts in Bezug auf die Begrenzung der Rissbildung anzuordnen ist	9.2.2(3)
$A_{s,min,h}$	Mindestmenge an horizontaler Bewehrung	12.6.2(1)
$A_{s,min,v}$	Mindestmenge an vertikaler Bewehrung	12.6.2(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$A_{s,skin}$	Bewehrungsfläche, die im Steg in einer Höhe, die durch die Nulllinie und d bei einem Abstand von nicht mehr als 300 mm begrenzt wird, zur Begrenzung der Rissbildung vorzusehen ist	9.2.2(5)
A_{st}	Querschnittsfläche der Längsbewehrung im Zuggurt	8.2.3(6), 8.2.5(5)
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung	8.2.3(4)
$A_{sw,min}$	Mindestquerschnittsfläche der Querkraftbewehrung	12.4.2(3)
$A_{s,v}$	Menge an vertikaler Bewehrung	12.6.2
$A_{s,req,span}$	Menge an erforderlicher, nicht vorgespannter Biegebewehrung	12.3.1
C_m	Koeffizient zur Ermittlung eines äquivalenten konstanten Moments zur Berechnung von Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung in Bauelementen mit unterschiedlichen Endmomenten	O.7.2(2)
D_{lower}	bei der Festlegung von Beton kleinster zulässiger Wert der oberen Korngröße D für die gröbste Gesteinskörnungsfraktion im Beton [EN 206]	5.1.2
D_h	Durchmesser eines Rundbügels oder einer Wendelbewehrung (definiert anhand der Stabachse)	8.2.3(9)
D_{max}	anzugebender Wert der oberen Korngröße D für die gröbste verwendete Gesteinskörnungsfraktion im herzustellenden Beton [EN 206]	
D_{upper}	bei der Festlegung von Beton größter zulässiger Wert der oberen Korngröße D für die gröbste Gesteinskörnungsfraktion im Beton [EN 206]	5.1.2
E	Auswirkung der Einwirkung	
$E_{c,eff}$	wirksamer Elastizitätsmodul des Betons einschließlich Kriechverformungen	9.1(3)
E_{cd}	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls des Betons	7.8.3.3(3)
E_{cm}	mittlerer Sekantenmodul von Beton	5.1.4(2)
E_d	Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkung	F.3(3)
E_p	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls von Spannstahl	5.3.3(3)
E_s	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls für gewöhnlichen Betonstahl	5.2.4(3)
EI	Biegesteifigkeit	O.3(1)
$F_{H,0Ed}$	Horizontalkraft nach Theorie I. Ordnung aufgrund von Wind, Imperfektionen usw.	O.3(2), O.8.2(2)
F_{cd}	Bemessungswert der Druckkraft in einem Druckgurt oder in einer Strebe (Druck positiv)	8.2.3(6), 8.2.3(8)
$F_{Ed,2}$	fiktive vergrößerte Horizontalkraft zur Berücksichtigung der globalen Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung	O.8.2(2)
$F_{Ed,sup}$	Bemessungswert der Auflagerreaktion aufgrund der Lasten, die auf den Balken oder die Platte wirken	7.3.2.2(3)
ΔF_d	Bemessungswert der Normalkraftdifferenz im Gurt über die Länge Δx	8.2.5(1)
F_{td}	Bemessungswert der Zugkraft in einer Zugstrebe oder in der Querbewehrung	8.2.3(6), 8.2.3(8), 8.5.5(2) bis (3)
$F_{tie,col}$	Kraft für vertikale Zuganker	12.9.2.3, 12.9.3(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$F_{\text{tie,per}}$	Kraft für Ringanker	12.9.3(1)
$F_{\text{tie,int}}$	Kraft für innen liegende Zuganker	12.9.3(1)
F_{VB}	Knicklast des aussteifenden Tragwerks	7.8.1(3), O.3(1)
F_{VBB}	Biegeknicklast eines Kragträgers, begrenzt durch die Decken, mit Grundrotation	O.3(1)
F_{VBS}	Knicklast infolge von lokalen seitlichen Geschossverformungen	O.3(1)
F_{VEd}	gesamte vertikale Bemessungslast auf dem aussteifenden Tragwerk und den dadurch ausgesteiften Bauteilen	7.8.1(3)
F_{Rd}	Bemessungswiderstand eines Zugankers oder eines Zuggurts	8.5.3(1)
G_{cd}	Bemessungswert des elastischen Schubmoduls	O.3(1)
H_{i}	Horizontalkraft, die eine geometrische Imperfektion repräsentiert	7.2.2(5), 7.2.2(6)
H	Abstand zwischen den Angriffspunkten zweier im Gleichgewicht stehender Kräfte	8.5.5(2)
I	Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts	13.5.5(2)
I_{g}	Flächenträgheitsmoment des Brutto-Betonquerschnitts	9.3.3(2)
$J(t,t_0)$	Kriechfunktion oder Kriechnachgiebigkeit, die die gesamte spannungsabhängige Dehnung je Einheit der Spannung repräsentiert	B.7(1)
L	Gesamthöhe des Gebäudes über dem Fundament	O.3(1)
M	Biegemoment in stabförmigen Bauteilen	
M_{01}, M_{02}	Endmomente nach Theorie I. Ordnung, einschließlich der Auswirkung von Imperfektionen, so dass $\lvert M_{02}\rvert \geq \lvert M_{01}\rvert$	O.6(1)
$M_{0\text{Ed}}$	maximales Moment nach Theorie I. Ordnung infolge von Grundlastkombinationen, einschließlich der Auswirkung von Imperfektionen	7.8.2(2)
$M_{0\text{Eqp}}$	maximales Moment nach Theorie I. Ordnung infolge der quasi-ständigen Lastkombination	7.8.2(2)
M_2	Nennwert des Moments nach Theorie II. Ordnung	O.7.2(1),O.7.2(3)
M_{cr}	Rissmoment des Querschnitts bei vorhandener gleichzeitiger Normalkraft N_{Ed}, das auf Grundlage der Betonzugfestigkeit f_{ctm} berechnet werden darf	7.3.2, 12.1.1 Tabelle 5.1
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden inneren Biegemoments	
M_{Edy}	Bemessungsmoment um die y-Achse, einschließlich des Moments nach Theorie II. Ordnung, sofern zutreffend	7.8.4(5)
M_{Edz}	Bemessungsmoment um die z-Achse, einschließlich des Moments nach Theorie II. Ordnung, sofern zutreffend	7.8.4(5)
$M_{\text{Rdy,N}}$	Momentenwiderstand um die y-Achse für die angegebene Normalkraft	7.8.4(5)
$M_{\text{Rdz,N}}$	Momentenwiderstand um die z-Achse für die angegebene Normalkraft	7.8.4(5)
$M_{\text{R,min}}$	Biegewiderstand des Querschnitts mit $A_{\text{s,min}}$ bei vorhandener gleichzeitiger Normalkraft N_{Ed}	12.1.1
ΔM_{Ed}	Reduzierung des Bemessungswerts des Stützmoments bei einem/einer durchlaufenden Balken oder Platte über einem Auflager, bei dem von einer frei drehbaren Lagerung ausgegangen werden kann	7.3.2.2(3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

N	Normalkraft in stabförmigen Bauteilen (Zug positiv und Druck negativ)	7.2.2(5)
N_a	Normalkraft in einer Stütze oberhalb der Decke oder der Scheibe	7.2.2(6)
N_B	elastische Knicklast (*Euler*)	O.4(1)
N_b	Normalkraft in einer Stütze unterhalb der Decke oder der Scheibe	7.2.2(6)
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (Zug positiv und Druck negativ)	
N_{Edw}	Bemessungswert der Normalkraft im Steg	8.2.3(11)
N_{Vd}	Bemessungswert der Summe der zusätzlichen Normalkräfte in den Zug- und in den Druckgurten infolge der Querkraft in einem Querschnitt	8.2.3(8), 8.2.3(12) und 8.2.3(13), Bild 8.9
N_{Rd}	Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft	14.4.1(3), 14.4.5.2(1)
$N_{Rd,c}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft, bezogen auf Betonversagen in Stößen mit Steckbügelschlaufen	11.5.4(2)
P	Vorspannkraft	
P_0	Ausgangskraft am Spannende des Spannglieds sofort nach dem Spannen	13.5.2(1)
P_d	Bemessungswert der Vorspannkraft	8.2.1(8), Bild 8.4
Q_k	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung	10.2
Q_{fat}	charakteristischer Wert der maßgebenden Ermüdungsbelastung (z. B. Verkehrslast nach EN 1991 oder andere zyklische Belastung)	10.2
Q_∞	gesamte Hydratationswärmemenge	D.4.2(1)
R	Widerstand	
R_{ax}	Einspannungsfaktor, entspricht 1,0 abzüglich des Verhältnisses zwischen der Dehnung, die sich im eingespannten Bauelement entwickelt, und dem Wert der aufgebrachten Dehnung. Er darf entsprechend einer linear-elastischen Berechnung abgeschätzt werden.Falls relevant, darf er auch bei einer abschnittsweisen Bauausführung berücksichtigt werden. Am Wandfuß darf R_{ax} in der Regel mit 0,75 angesetzt werden	9.2.3(1), 9.2.4(3)
$R_{ax,1}$	Einspannungsfaktor, entsprechend den Randbedingungen nach dem Betonieren	D.5(4), D.6(3)
$R_{ax,2}$	Einspannungsfaktor, entsprechend den Randbedingungen beim zu erwartenden maximalen Temperaturabfall	D.5(4), D.6(3)
$R_{ax,3}$	Einspannungsfaktor entsprechend den vorherrschenden Randbedingungen während der Entwicklung des Trocknungsschwindens	D.5(4), D.6(3)
R_{cr}	Rissrisiko	D.5(2)
$R_{ea,cr}$	Projektparameter, bezogen auf das zulässige Risiko von Rissbildung	D.5(2)
R_d	Bemessungswert des Widerstands	F.3.(3)
RH_{eq}	innere relative Ausgleichsfeuchte des Betons , zur Berücksichtigung der Selbsttrocknung in Hochleistungsbeton	B.5(3)
RH	relative Luftfeuchte der Umgebung in %	B.4(3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

R_k	Bauteilwiderstand auf Grundlage eines nichtlinearen Nachweises, der mit dem charakteristischen Wert der Baustoffeigenschaften und den geometrischen Nenndaten durchgeführt wird	
R_m	Bauteilwiderstand auf Grundlage eines nichtlinearen Nachweises, der mit den Mittelwerten der Baustoffeigenschaften und den geometrischen Nennmaßen durchgeführt wird	F.5.1(1)
R_{min}	Mindestkrümmungsradius der Spannglieder	11.6.3
S	Flächenmoment ersten Grades oberhalb der und um die Schwerachse	13.5.5(2)
E_{wc}	Kraft oder Spannung unter der Annahme, dass das Tragwerk ohne Änderungen der Auflagerbedingungen errichtet wurde	*7.4(7)*
E_t	Kraft oder Spannung zum Zeitpunkt t	*7.4(7)*
$E_{t=0}$	Kraft oder Spannung am Ende der Bauausführung ohne Berücksichtigung des Kriechens	*7.4(7)*
S_s	Flächenmoment ersten Grades der erforderlichen Zug- und Druckbewehrungen in Bezug auf den Schwerpunkt des Bruttoquerschnitts	9.3.3(2)
T	Torsionsmoment	
T_0	Temperatur des verformungsbehindernden Bauteils	D.3(3)
T_{ci}	Temperatur des Frischbetons	D.3(3)
T_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmoments	
$T_{c,max}$	Höchsttemperatur im Beton infolge der Hydratationswärme	D.3(3)
ΔT_{min}	maximaler Langzeit-Temperaturabfall	D.3(4)
V	Querkraft in stabförmigen Bauteilen	
V_{bcd}	Bemessungswert der vom unteren Gurt getragenen Querkraft	8.2.1(7)
V_{Ed}	Bemessungswert der Querkraft im betrachteten Querschnitt	
ΔV_{Ed}	Anteil der Querkraft, die aufgrund günstiger Umstände von V_{Ed} subtrahiert werden darf	8.2.2(8)
V_{Rd}	Bemessungswert des Querkraftwiderstands	8.2.3(4), 8.2.3(12), 8.2.3(13)
V_{Rdm}	Bemessungswert des Querkraftwiderstands im Fall von Querbiegung	8.2.4(2)
V_{tcd}	Bemessungswert der vom oberen Gurt getragenen Querkraft	8.2.1(7)

3.2.2 Lateinische Kleinbuchstaben

a	Abstand; geometrische Angabe	8.5.5(2)
a_{cs}	wirksame Schubspannweite in Bezug zum Rundschnitt	8.2.2(3)
a_F	Fundamentüberstand von der Stützenkante	14.6.3(1)
a_i	Amplitude der Eigenform beim Knicken als Imperfektion bei Bögen	7.2.2(4)
a_N	Exponent, der die Form einer vereinfachten Interaktionskurve für die schiefe Biegung bestimmt	7.8.4(5)
a_p	Abstände zwischen dem Mittelpunkt der Auflagerfläche und dem Momentennullpunkt in Platten unter konzentrierten Lasten	8.4.3(2)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a_{pd}	Parameter für die Berechnung des Durchstanzwiderstands auf Grundlage von a_p	8.4.3(2)
$a_{p,x}$, $a_{p,y}$	größte Abstände vom Mittelpunkt der Auflagerfläche zu den beiden Punkten (auf der *x*- bzw. auf der *y*-Achse), bei denen die Biegemomente $m_{Ed,x}$ bzw. $m_{Ed,y}$ Null betragen	8.4.3(2)
a_q	Abstand zwischen dem Auflagerrand und konzentrierten Lasten	8.2.1(11), 8.2.2(9)
a_v	mechanische Schubspannweite	8.2.2(3)
b	Gesamtbreite eines Querschnitts, oder tatsächliche Gurtbreite eines T- oder L-Querschnitts	8.5.2(2)
b_0	Länge des Rundschnitts	8.4.2(2)
$b_{0,out}$	b_0 für den Nachweis außerhalb der querkraftbewehrten Fläche	8.4.4(4), Bild 8.24
b_b	äquivalenter Durchmesser des Rundschnitts, der dem Durchmesser eines Kreises entspricht, der dieselbe Oberfläche wie die Fläche innerhalb des Rundschnitts aufweist	8.4.2(8), Bild 8.21
b_c	Breite einer Strebe	8.5
b_{cs}	maximale Breite des Betonkerns unter mehraxialer Druckbeanspruchung an der Umschnürungsbewehrung	8.1.4(3)
b_{csx}, b_{csy}	Wert von b_{cs} in *x*- bzw. *y*-Richtung	8.1.4(3)
b_{eff}	wirksame Breite des Gurts in T-, L- oder Kastenquerschnitten	7.3.2.1(3)
b_i	Abstand zwischen Längsbewehrungsstäben, die durch Umschnürungsbewehrung befestigt sind	8.1.4(4), Bild 8.3
b_w	Mindestbreite des Querschnitts zwischen Zug- und Druckgurten	Bild 7.3 und 8.10
$b_{w,nom}$	Nennbreite des Stegs aufgrund der von Hüllrohren ausgehenden Störung	8.2.3(10)
c	Betondeckung der Bewehrung (bis zur Oberfläche des Stabs, $\geq c_{nom}$). In 9.2 bezieht es sich auf den Stab, der der Betonoberfläche am nächsten liegt	6, 9.2.2(3), 9.2.4(5)
c_d	Nennwert der Betondeckung für die Bemessung der Verankerungslänge	Bild 11.3c)
$c_{d,conf}$	Nennwert von c_d bei vorhandener Umschnürung	11.4.2(5)
Δc_{dev}	Vorhaltemaß der Betondeckung	6.4.3
c_{min}	Mindestbetondeckung *c* zur Sicherstellung von ausreichender Verbundfestigkeit, Korrosionsschutz und angemessener Feuerwiderstandsfähigkeit	6.4.2
$c_{min,b}$	Mindestbetondeckung *c* aus der Verbundanforderung	6.4.2(3)
$c_{min,dur}$	Mindestbetondeckung *c* aus der Anforderung an die Dauerhaftigkeit	6.4.2(5)
c_{nom}	Nennwert der Betondeckung *c*, der in Plänen festgelegt werden muss	6.4.1(1)
c_s	lichter Abstand zwischen parallelen Bewehrungsstäben	11.2(2), Bild 11.3c)
c_x, c_y	Betondeckungen bis zur Bewehrung, gemessen in *x*- bzw. *y*-Richtung	Bild 11.3c)
c_u	wirksame Breite der Betonfläche, die Zugkräfte infolge der Abweichung gekrümmter Gurte aufnimmt	11.7(3)
c_{v1}, c_{v2}	Koeffizienten für den Schubwiderstand in Verbundfugen	8.2.6

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

d	statische Nutzhöhe eines Querschnitts	
d_d	Bemessungswert der statischen Nutzhöhe	4.3.3(2), 8.2.1(4), 8.2.2(2), A(6)
d_{dg}	Größenparameter der die Rauheit in der Riss- und in der Bruchzone beschreibt, unter Berücksichtigung der Betonart und der Eigenschaften ihrer Gesteinskörnung	8.2.1(4), 8.1.4(2), 8.2.1(4), 8.2.2(3), 8.4.3(1), 11.5.4(2)
d_{nom}	Nennwert der statischen Nutzhöhe, bestimmt auf Grundlage von c_{nom}	8.2.1(4), 8.2.2(2), 8.4.1(6), A(6)
d_p	statische Nutzhöhe der Spannbewehrung	8.2.2(6)
d_s	statische Nutzhöhe der Betonstahlbewehrung	8.2.2(6)
d_v	statische Nutzhöhe der Bewehrung für Durchstanznachweise	8.4.2
d_{vx}, d_{vy}	statische Nutzhöhe der Bewehrung in x- bzw. y-Richtung für Durchstanznachweise	8.4.2
$d_{v,out}$	d_v außerhalb der durchstanzbewehrten Fläche	8.4.2(1)
d_x, d_y	statische Nutzhöhe der Bewehrung in x- bzw. y-Richtung	8.2.1(5)
e	Lastausmitte (Exzentrizität)	
e_0	Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung	14.4.5.2(1)
e_2	Lastausmitte nach Theorie II. Ordnung	O.7.2(3)
e_b	Lastausmitte der Resultierenden der Querkräfte in Bezug auf den Schwerpunkt des Rundschnitts	8.4.2(8), Bild 8.21
$e_{b,x}$, $e_{b,y}$	Komponenten von e_b in x- bzw. y-Richtung	Bild 8.21
$e_{d,min}$	Mindestlastausmitte infolge von Unsicherheiten bezüglich Modellierung und Berechnung	8.1.1(5)
e_i	zusätzliche Lastausmitte infolge der Auswirkungen geometrischer Imperfektionen	14.4.5.2(1)
e_p	Lastausmitte der Normalkräfte bezogen auf den Schwerpunkt des Querschnitts am Rundschnitt, die positiv ist, wenn sich die Lastausmitte auf der Seite der Biegebewehrung unter Zug befindet	8.2.1(7)
e_{tot}	gesamte Lastausmitte	14.4.5.2(1)
e_y	Lastausmitte entlang der y-Achse	7.8.4(4)
e_z	Lastausmitte entlang der z-Achse	7.8.4(4)
e_φ	Lastausmitte infolge von Kriechen	14.4.5.2(1)
f_c	Betondruckfestigkeit	
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit	5.1.6(1)
$f_{cd,fat}$	Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit des Betons	10.4
Δf_{cd}	Bemessungswert des Festigkeitszuwachses infolge von Querdruckspannung oder Umschnürung	8.1.4(2)
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter t_{ref}	EN 206, 5.1.3(3), 9.2.1(5)
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter t_{ref}	Tabelle 5.1
$f_{cm}(t)$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter t	B.8(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

f_{ct}	Zugfestigkeit, die höchste Spannung, die bei konzentrischer Zugbeanspruchung erreicht wird	
$f_{cd,pl}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit von unbewehrtem Beton	14.2(1)
$f_{ctd,pl}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit von unbewehrtem Beton	14.2(1)
$f_{ct,eff}$	wirksame Betonzugfestigkeit, die zum Zeitpunkt der ersten erwartbaren Rissbildung wirkt	9.1(2), 9.2.2(3), 9.2.2(5), 9.2.4(3), 9.2.5(6), B.4(2), B.4(3), B.5(2), D.3(2)
$f_{ctk;0,05}$	charakteristischer Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit (5 %-Quantil)	Tabelle 5.1
$f_{ctk;0,95}$	charakteristischer Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit (95 %-Quantil)	Tabelle 5.1
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit, im Alter t_{ref}	Tabelle 5.1, 9.1(2), 9.3.4(3)
$f_{ctm,fl}$	mittlere Biegezugfestigkeit von Beton	9.3.4(3)
f_{ctd}	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit	5.1.6(2)
f_p	Zugfestigkeit des Spannstahls	B.9
f_P	bezogene Profilierungsfläche	5.2.2
$f_{P,min}$	bezogene Mindestprofilierungsfläche	
f_{pd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Spannstahls	7.5(2)
f_{pk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls	Tabelle 5.6
$f_{p0,1}$	0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls	Tabelle 5.6
$f_{p0,1k}$	charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls	Tabelle 5.6
f_R	bezogene Rippenfläche der Bewehrung	5.2.2
$f_{0,2k}$	charakteristischer Wert der 0,2 %-Dehngrenze der Bewehrung	5.2.2(1)
f_r	bezogene Einspanngrade an den Enden eines Auflagers	O.5(2)
$f_{R,min}$	Mindestwert der bezogenen Rippenfläche der Bewehrung	Tabelle 5.4
f_t	Zugfestigkeit der Bewehrung	
$f_{tie,fac}$	Zugankerkraft je Fassadenmeter	12.9.2.3, 12.9.3(1)
f_{tk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit der Bewehrung	5.2.2(1)
f_y	Streckgrenze der Bewehrung	
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze der Bewehrung	5.2.4(1)
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze der Bewehrung oder, falls keine Fließerscheinung vorliegt, der charakteristischer Wert der 0,2 %-Dehngrenze	Tabelle 5.4, 9.2.2(2),(8), 11.3(3)
f_{ywd}	Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung	8.2.3(4), 8.4.4(1) 9.2.2(1), 9.2.4(5), 9.3.3(2)
h	Gesamthöhe eines Querschnitts oder eines Teilquerschnitts	
$h_{c,eff}$	Höhe des Wirkungsbereichs der Bewehrung	9.2.1(7), 9.2.2(3)
h_D	hydrostatischer Druck	H.4.2(2)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

h_F	Fundamenthöhe[N2]	14.6.3(1)
h_f	Dicke eines Gurts am Anschluss mit dem Steg	8.2.5(1)
h_n	wirksame Bauteildicke	B.4(3), Tabelle 5.2, Tabelle 5.3(NDP)
i	Trägheitsradius	14.4.5.1(1), Anhang O
i_y	Trägheitsradius in Bezug zur y-Achse	7.8.4(4)
i_z	Trägheitsradius in Bezug zur z-Achse	7.8.4(4)
k	Koeffizient; Faktor	
k	Verhältnis in Bezug auf die Kaltverfestigung der Bewehrung	Tabelle 5.7
$k_{b,pi}$	Wirkungsgrad des Verbunds	11.4.8(5)
k_c	Koeffizient, der das Ausmaß der Rissbildung und die Auswirkung nichtlinearer Baustoffeigenschaften im Aussteifungssystem widerspiegelt	O.3(1)
k_{cip}	Faktor zur Berücksichtigung der erhöhten Unsicherheit und Veränderlichkeit von γ_C bei geotechnischen Betonbauteilen	4.3.3(3)
k_{conf}	Wirkungsgrad, der von dem Bewehrungsdetail abhängig ist, das die Umschnürung von zu verankernden oder zu stoßenden Stäben bereitstellt	11.4.2(6)
k_{duct}	Koeffizient zur Berechnung der Nennstegbreite aufgrund der von Hüllrohren ausgehenden Störung	8.2.3(10)
k_h	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung von ungleichmäßig verteilten Eigenspannungen, die zu einer Reduzierung der scheinbaren Zugfestigkeit führen	9.2.2(3)
k_I	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung von Rissbildung, der Mitwirkung des Betons auf Zug und des Umstands, dass Kriechverformungen anteilig geringer ausfallen als die Kriechzahl in gerissenen Querschnitten	9.3.3(2)
k_{lbs}	Faktor zur Berechnung des Bemessungswerts der Verankerungslänge	11.4.2(2) bis (3)
k_{pb}	Vergrößerungsfaktor des Querkraftgradienten für das Durchstanzen	8.4.3(1)
k_{pm}	Koeffizient zur Berücksichtigung des Einflusses von Membrankräften infolge von behinderten Verformungen auf die Schubschlankheit von Platten, die durch konzentrierte Kräfte beansprucht werden	8.4.3(5)
k_{pp}	Koeffizient zur Berücksichtigung des Einflusses von Normalkräften auf die Schubschlankheit von Platten, die durch konzentrierte Kräfte beansprucht werden	8.4.3(4)
k_r	im Zusammenhang mit Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung, der Korrekturbeiwert für die Gleichgewichtskrümmung in Abhängigkeit von der Normalkraft	O.7.3(1), O.7.3(3)

N2 In der englischen Referenzfassung wird die Fundamenthöhe fälschlicherweise h_{found} genannt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

k_s	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung von Rissbildung auf die Schwinddurchbiegung	
k_{st}	Tragfähigkeitsfaktor der Querbewehrung in Stößen mit Steckbügelschlaufen	11.5.4(2)
k_t	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung von Lastart und Lasteinwirkungsdauer auf die Auswirkungen der Mitwirkung des Betons auf Zug auf die Rissbildung	9.2.4(3)
k_{tc}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung hoher Langzeitbelastungen auf die Druckfestigkeit des Betons	5.1.6(1)
k_{Temp}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Temperatursenkung von t_1 auf t_2	D.5(4)
k_{tt}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung hoher Langzeitbelastungen auf die Zugfestigkeit des Betons	5.1.6(2)
k_θ	Summe der Rotationssteifigkeiten der Einspannung am Fuß aussteifender Bauteile	O.3(1)
k_λ	Korrekturfaktor zum Grundwert der zulässigen Rotation zur Berücksichtigung der Schubschlankheit	7.6.3(4)
k_μ	ungewollter Umlenkwinkel (je Längeneinheit) bei internen Spanngliedern	7.10.3.1(1)
k_ρ	Exponent zum Modellieren der Entwicklung der Relaxation im Zeitverlauf	B.9(3)
k_σ	Verhältnis von Betonspannung zu $0{,}4f_{cm}$, das zur Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechens verwendet wird	B.4(6)
k_φ	im Zusammenhang mit Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung der Korrekturbeiwert für die Gleichgewichtskrümmung zur Berücksichtigung des Kriechens	O.7.3(1), O.7.3(4)
k_ω	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung von Überbewehrung auf Durchbiegungen	9.3.3(2)
l (oder L)	Länge; Stützweite	
l_0	Knicklänge des Bauteils	14.4.5.1(1), O.5(1), O.5(3)
l_{0b}	Abstand zwischen Momentennullpunkten	7.3.2.1(2), 7.3.2.1(3)
l_{0t}	Abstand zwischen Torsionsbehinderungen	7.9(3)
l_{aw}	halbe Wellenlänge der Eigenform mit der niedrigsten Knicklast	7.2.2(4)
l_b	Verankerungslänge	11.4
l_{bd}	Bemessungswert von l_b, der im ULS erforderlich ist	11.4
l_{bdn}	Teil der Verankerungslänge im Knotenbereich	Bild 8.28c)
$l_{bd,pi}$	Bemessungswert der Verankerungslänge von nachträglich eingemörteltem Betonstahl	11.4.8(5)
l_s	Übergreifungslänge	Tabelle 11.2, 11.7(4), 12.1.2(3)
l_{sd}	Bemessungswert der im ULS erforderlichen Übergreifungslänge	11.5, 11.7(4)
l_w	lichte Höhe des Bauteils	14.4.5.1(1)
$l_{w,p}$	Länge von Trennrissen	H.4.2(7)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

m	Anzahl der tragenden Bauteile in einem Geschoss, die einen wesentlichen Teil der vertikalen Last tragen	7.2.2(2), 7.2.2(3)
m_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden inneren Biegemoments je Längeneinheit der Breite in plattenförmigen Bauteilen	8.1.3
m_{Edx}, m_{Edy}	Wert von m_{Ed} in x- bzw. y-Richtung	8.1.3
m_{Edxy}	Bemessungswert des einwirkenden inneren Torsionsmoments je Längeneinheit der Breite in plattenförmigen Bauteilen	8.1.3
m_{Rd}	Bemessungswert der Biegefestigkeit je Längeneinheit der Breite eines plattenförmigen Bauteils, das positive Momente aufnimmt	8.1.3
m_{Rd}'	Bemessungswert der Biegefestigkeit je Längeneinheit der Breite eines plattenförmigen Bauteils, das negative Momente aufnimmt (Wert positiv)	8.1.3
m_{Rdx}, m_{Rdy}	Wert von m_{Rd} in x- bzw. y-Richtung (ohne den Einfluss von Torsionsmomenten)	8.1.3
m_{Rdx}', m_{Rdy}'	Wert von m_{Rd}' in x- bzw. y-Richtung (ohne den Einfluss von Torsionsmomenten)	8.1.3
n	dimensionslose Normalkraft	O.7.3(3)
n_s	Anzahl der Geschosse	O.3(1)
Δp	Wasserdruckdifferenz zwischen den Enden eines Trennrisses	H.4.2(7)
p	Wasserdruck	H.4.2(2)
q	Leckrate durch Risse	H.4.2(7)
r_m	Verhältnis der Endmomente $\lvert r_m \rvert \leq 1{,}0$	O.6(1)
r_{sup}	Faktor zur Berücksichtigung der Veränderung in der Vorspannung bei Gebrauchstauglichkeits- und Ermüdungsnachweisen, wenn das Vorspannen ungünstig ist	4.2.1.5(3)
r_{inf}	Faktor zur Berücksichtigung der Veränderung in der Vorspannung bei Gebrauchstauglichkeits- und Ermüdungsnachweisen, wenn das Vorspannen günstig ist	4.2.1.5(3)
$1/r$	Krümmung in einem bestimmten Querschnitt	O.7.2(3), O.7.3(1)
s	Abstand der Querkraftbewehrung oder Umschnürungsbewehrung, gemessen entlang der Bauteillängsachse;	8.1.4(3), 8.2.3(4), 12.1.1(2)
s_C	Koeffizient für unterschiedliche frühe Festigkeitsentwicklungen von Beton und Betonfestigkeit	Tabelle B.2
s_l	Achsabstand von Längsstäben	9.2.3(1)
$s_{max,bu}$	größter Längsabstand von aufgebogenen Stäben	12.2.1(2)
$s_{max.col}$	größter Abstand der Querbewehrung entlang der Stütze	12.5.2(1)
$s_{max,l}$	größter Längsabstand der Querkraftbewehrungselemente/Bügel	12.2.1(2)
$s_{max,slab}$	größter Abstand von Stäben in Platten	12.3.1(1)
$s_{max,tr}$	größter Querabstand von Bügelschenkeln	12.2.1(2)
s_r	Abstand der Querkraftbügel in radialer Richtung	12.4.2(3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$s_{r,m,cal}$	rechnerischer mittlerer Rissabstand, im abgeschlossenen Rissbild, anderenfalls die maximale Länge, entlang welcher ein Schlupf zwischen Beton und Stahl in Nähe eines Risses auftritt	7.3.2, 9.2.4(2), 9.2.4(5)
$s_{r,m,cal,x}$	rechnerischer mittlerer Rissabstand in *x*-Richtung	G.5
$s_{r,m,cal,y}$	rechnerischer mittlerer Rissabstand in *y*-Richtung	G.5
s_t	Abstand der Querkraftbügel in tangentialer Richtung	12.4.2(3)
t	Wanddicke	8.5.2(2)
t	Betonalter in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt	
t_0	Betonalter, in dem das betrachtete Ereignis eintritt (Vorspannung, Setzung, Beginn der Trocknung, Betonalter bei Belastungsbeginn)	7.4(6), 7.4(7), 7.8.2(2), 7.10.4(2), B.4
$t_{0,adj}$	Betonalter bei Belastungsbeginn, angepasst an die Festigkeitsklasse von Zement und die Temperatur	B.4(2)
$t_{0,T}$	temperaturangepasstes Betonalter bei Belastungsbeginn	B.4(2)
t_1	Zeitpunkt, zu dem die maximale Betontemperatur aufgrund der Hydratationswärme erreicht wird	D.3(4), Bild D.1, Bild D.2
t_2	Zeitpunkt, zu dem Beton beginnt, Zugspannungen zu entwickeln	D.3(4), Bild D.1, Bild D.2
t_c	Alter des Betons, wenn sich die Auflagerbedingungen ändern	7.4(7)
t_{crit}	kritische Zeit für frühzeitige Rissbildung. Zeitpunkt, zu dem das thermische Gleichgewicht mit dem verformungsbehindernden Bauteil erreicht wird (auf 2 °C genau) und sich der größere Teil des Grundschwindens bereits entwickelt hat	D.3(4), Bild D.1, Bild D.2
t_{dor}	Ruhedauer, z. B. Zeit ab Betonieren bis zur beginnenden Entwicklung von Spannungen	D.4.1(1), Bild D.1, Bild D.2
t_{ref}	Alter des Betons in Tagen, bei dem die Betonfestigkeit bestimmt wird	5.1.3(1)
t_s	Alter des Betons bei Beginn der Trocknung	B.5(1)
t_T	temperaturangepasstes Betonalter in Tagen	B.4(5)
u	Umfang eines Betonquerschnitts mit der Fläche A_c	B.4(3)
$w_{k,lim,1}$	Begrenzung der Rissbreite für Wasserundurchlässigkeit	H.4.2(1)
$w_{lim,cal}$	Grenzwert der Rissbreite zum Vergleich mit der rechnerischen Rissbreite $w_{k,cal}$	9.2.1(5), 9.2.2(3)
$w_{k,cal}$	rechnerische Rissbreite	9.2.4(2)
$w_{k,cal,1}$	Rissbreite am Ende eines Trennrisses, an dem der Riss breiter ist	H.4.2(7)
$w_{k,cal,2}$	Rissbreite am Ende eines Trennrisses, an dem der Riss schmaler ist	H.4.2(7)
$w_{k,cal,e}$	äquivalente Breite eines Trennrisses mit veränderlicher Breite	H.4.2(7)
v_{Ed}	Hauptquerkraft quer zur Scheibenebene je Längeneinheit der Breite in plattenförmigen Bauteilen	8.2.1(5)
$v_{Ed,x}$, $v_{Ed,y}$	Querkraft quer zur Scheibenebene in plattenförmigen Bauteilen an den zur *x*- bzw. *y*-Richtung senkrechten Querschnitten	8.2.1(5)
x	Höhe des druckbeanspruchten Betons	9.2.1(8), 9.2.2(5), 9.2.4(5)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

x_{tend}	Abstand entlang des Spannglieds zu dem Punkt, an dem die Vorspannung gleich σ_{max} ist	7.10.2, 7.10.3.1, 7.10.5(2)
x_{cs}	Abstand zwischen der Nulllinie und der Achse der Umschnürungsbewehrung	8.1.4(3), Bild 8.3
x, y, z	Koordinaten	
x_{min}	Mindesthöhe der Druckzone zur Sicherstellung der Wasserundurchlässigkeit in biegebeanspruchten Bauelementen	H.4.2(3)
x_{sb}	Druckzonenhöhe unter Annahme eines Spannungsblocks	8.2.3(9), Bild 8.10
x_u	Höhe der Nulllinie im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Umlagerung	7.3.2, 8.1.2
z	innerer Hebelarm der Schnittkräfte	Für die Querkraft-bemessung: 8.2.3(2)
z_{cp}	Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Betonquerschnitts und den Spanngliedern	7.10.4(2)

3.2.3 Griechische Buchstaben

α	Winkel; Verhältnis	
α_{bs}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung der Festigkeitsklasse von Zement auf das Grundschwinden	B.5(2)
α_{ds1}, α_{ds2}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung der Festigkeitsklasse von Zement auf das Trocknungsschwinden	B.5(3)
α_e	Elastizitätsmodulverhältnis, $\alpha_e = E_s/E_c$	9.2.4(3)
$\alpha_{e,eff}$	wirksames Elastizitätsmodulverhältnis, $\alpha_{e,eff} = E_s/E_{c,eff}$	9.1(3)
α_{fcm}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung der Betonfestigkeit auf die zeitabhängige Entwicklung des Trocknungskriechens	B.4(3)
α_h	Abminderungsfaktor für die Länge oder Höhe	7.2.2(2)
α_{lb}	Faktor für gerissenen Beton	11.4.8(5)
α_m	Abminderungsfaktor für die Anzahl der Bauteile	7.2.2(2)
α_p	Summe der Winkel der gekrümmten Abschnitte des Rundschnitts	8.4.3(1)
α_R	Sensitivitätsfaktor für die Zuverlässigkeit der Tragfähigkeit	F.3.2(1)
α_{SC}	Exponent zur Berücksichtigung der Festigkeitsklasse von Zement auf das angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn	B.4(4)
$\alpha_{s,th}$	Wärmeausdehnungskoeffizient der Bewehrung	5.2(5)
$\alpha_{c,th}$	Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons	5.1.4(5)
α_v	Winkel zwischen der Hauptquerkraft und der x-Achse	8.2.1(5)
α_w	Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse (nach Bild 8.9b) positiv);	8.2.3(13), Bild 8.11b, 8.4.4(2)
α_δ	untersuchter Verformungsparameter, der beispielsweise eine Dehnung, eine Krümmung oder eine Rotation oder sogar eine Durchbiegung sein kann	9.3.4(3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

α_{μ}	Summe der absoluten Werte der Winkelverschiebungen über einen Abstand bei der Berechnung der Vorspannverluste infolge von Reibung	7.10.3.1(1)
α_{I}	Wert von α_{δ}, berechnet für ungerissenen Beton	9.3.4(3)
α_{II}	Wert von α_{δ}, berechnet für vollständig gerissenen Beton	9.3.4(3)
β_{tgt}	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex	F.5
β_{incl}	Winkel der geneigten Querschnitte zur Bestimmung des Querkraftwiderstands im Fall direkter Verstrebung in wandartigen Balken oder beim Vorliegen konzentrierter Lasten in Auflagernähe	8.2.3(12), Bild 8.11a)
$\beta_{bc,fcm}$	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung der Betonfestigkeit auf die Grundkriechzahl	B.4(2)
$\beta_{bc,t-t0}$	Koeffizient zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung des Grundkriechens und zur Berücksichtigung des Betonalters bei Belastungsbeginn	B.4(2)
$\beta_{bs,t}$	Koeffizient zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung des Grundschwindens	
β_{c}	Koeffizient, der von der Verteilung der Momente nach Theorie I. Ordnung und II. Ordnung abhängig ist	O.8.2(1)
$\beta_{cc}(t)$	Koeffizient zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit, die vom Betonalter t abhängig ist	B.8(1)
$\beta_{dc,fcm}$	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung der Betonfestigkeit auf die Trocknungskriechzahl	B.4(3)
$\beta_{dc,RH}$	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung der relativen Luftfeuchte auf die Trocknungskriechzahl	B.4(3)
$\beta_{dc,to}$	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Trocknungskriechzahl	B.4(3)
$\beta_{dc,t-t0}$	Koeffizient zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung des Trocknungskriechens und zur Berücksichtigung der Auswirkung der wirksamen Bauteildicke und des Betonalters bei Belastungsbeginn	B.4(3)
$\beta_{ds,t-ts}$	Koeffizient zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung des Trocknungsschwindens und zur Berücksichtigung der Auswirkung der wirksamen Bauteildicke	B.5(1)
β_{e}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Konzentrationen der Querkräfte entlang eines Rundschnitts	8.4.2(6) bis (9)
β_{fck}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Betonfestigkeit und Schlankheit, der im Verfahren mit Nennkrümmung verwendet wird	O.7.3(4)
β_{h}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung der rechnerischen Dicke und Betonfestigkeit auf die zeitabhängige Entwicklung des Trocknungskriechens	B.4(3)
β_{p}	Winkel zwischen Spannglied und Bauteilachse; bezüglich des Vorzeichens ist der in Bild 8.4 dargestellte Winkel positiv	8.2.1(8), Bild 8.4
β_{RH}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung der relativen Luftfeuchte auf das Trocknungsschwinden	B.5(1)
β_{w}	Faktor zur Umrechnung der mittleren Rissbreite in eine Bemessungsrissbreite	9.2.2, 9.2.3

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

γ	Teilsicherheitsbeiwert (Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit)	
$n(t_{0,\mathrm{adj}})$	Exponent zur Berücksichtigung des Einflusses des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die zeitabhängige Entwicklung des Trocknungskriechens	B.4(3)
γ_{C}	Teilsicherheitsbeiwert für Beton	4.3.1.3(1)
γ_{CE}	Teilsicherheitsbeiwert für den Elastizitätsmodul des Betons	7.8.3.3(3)
$\gamma_{\mathrm{C,fat}}$	Teilsicherheitsbeiwert für Betonermüdung	10.5(1)
γ_{F}	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen, mit Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Maßabweichungen	
γ_{P}	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen aus Vorspannung P	4.3.1.2(1)
$\gamma_{\Delta\mathrm{P,sup}}$, $\gamma_{\Delta\mathrm{P,inf}}$	Teilsicherheitsbeiwerte für die Spannungsänderung in Spanngliedern ohne Verbund in Zusammenhang mit der Verformung des Bauteils	4.3.1.2(2), 4.3.1.2(2)
γ_{Q}	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen Q, mit Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Maßabweichungen	
γ_{R}	Globalwiderstandsfaktor zur Berücksichtigung der Unsicherheiten in Bezug auf die Baustoffeigenschaften, geometrischen Maße und das Widerstandsmodell	F.5.1(1)
γ^{*}_{r}	Globalwiderstandsfaktor zur Berücksichtigung der Unsicherheiten in Bezug auf die Baustoffeigenschaften und geometrischen Maße	F.5.1(1)
γ_{Rd}	Teilsicherheitsbeiwert in Zusammenhang mit der Unsicherheit des Widerstandsmodells	F.5.1(1)
γ_{S}	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl oder Spannstahl	4.3.1.3(1)
$\gamma_{\mathrm{S,fat}}$	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl oder Spannstahl unter Ermüdungsbeanspruchung	E.4.2(1)
γ_{m}	Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft	
γ_{V}	Teilsicherheitsbeiwert für de Querkraftwiderstand und den Durchstanzwiderstand ohne Querkraftbewehrung	8.2.1(4), 8.2.2(2), 8.4.3(1), A(2), I.8.3, I.8.5
γ_{water}	spezifisches Gewicht von Wasser	H.4.2(2)
δ	Durchbiegung	9.3.3(2)
$\delta_{0,\mathrm{Eqp}}$	maximale horizontale Kurzzeit-Durchbiegung infolge der quasi-ständigen Lastkombination, die unter Annahme ungerissener Querschnitte bestimmt wurde	7.8.2(2)
δ_{Ed}	maximale horizontale Kurzzeit-Durchbiegung infolge der grundlegenden Lastkombinationen aus einer Berechnung nach Theorie I. Ordnung, die unter Annahme ungerissener Querschnitte bestimmt wurde	7.8.2(2)
δ_{loads}	linear-elastische Durchbiegung infolge der maßgebenden Einwirkungskombination	9.3.3(2)
δ_{M}	Verhältnis des umgelagerten Moments zum elastischen Biegemoment	7.5(2)
$\delta_{\varepsilon\mathrm{cs}}$	linear-elastische Durchbiegung infolge von Schwinden	9.3.3(2)
ε_{c}	Stauchung im Beton	5.1.6(1)
$\varepsilon_{\mathrm{c2}}$	Stauchung des Betons unter der Spitzenspannung f_{c}	8.1.2(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$\varepsilon_{c2,c}$	Wert von ε_{c2} im Fall von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	8.1.4(5)
ε_{cbs}	Grundwert der Schwinddehnung	B.5(1)
$\varepsilon_{cbs,fcm}$	rechnerisches Grundschwindmaß zur Berücksichtigung der Auswirkung der Betonfestigkeit und der Festigkeitsklasse von Zement auf das Grundschwinden	B.5(1)
$\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0)$	zeitabhängige Dehnung aufgrund konstanter Spannung $\sigma_c(t_0)$, die zum Zeitpunkt t_0 einwirkt	B.7(1)
$\varepsilon_{c\sigma}(t,\sigma_c)$	zeitabhängige Dehnung aufgrund eines Spannungs-Zeit-Verlaufs $\sigma_c(t)$	B.7(1)
$\varepsilon_{ci}(t_0)$	elastische Dehnung aufgrund einer konstanten Spannung $\sigma_c(t_0)$ die zu einem Zeitpunkt t_0 einwirkt	B.7(1)
$\varepsilon_{cc}(t,t_0)$	Kriechdehnung aufgrund einer konstanten Spannung $\sigma_c(t_0)$ die zu einem Zeitpunkt t_0 einwirkt	B.7(1), 5.1.5(1)
ε_{cm}	mittlere Dehnung im Beton zwischen Rissen in gleicher Höhe von ε_{sm}	9.2.4(2)
ε_{cs}	Schwinddehnung	B.5(1), Tabelle 5.3
ε_{cu}	Bruchstauchung im Beton	8.1.2(1)
$\varepsilon_{cu,c}$	Wert von ε_{cu} im Fall von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	8.1.4(5)
ε_{cds}	Trocknungsschwinddehnung	B.5(1)
$\varepsilon_{cds,fcm}$	rechnerisches Trocknungsschwindmaß zur Berücksichtigung der Auswirkung der Betonfestigkeit und der Festigkeitsklasse von Zement auf das Trocknungsschwinden	B.5(1)
ε_{free}	aufgebrachte Dehnung	9.2.4(3), D.6(3)
ε_p	Dehnung im Spannstahl	
$\varepsilon_{p(0)}$	Dehnungsdifferenz zwischen Spannstahl und umgebendem Beton	Bild 8.1
$\Delta\varepsilon_p$	Anstieg der Dehnung im Spannstahl	Bild 8.1
ε_{sm}	mittlere Dehnung der Bewehrung, die der am stärksten zugbeanspruchten Betonoberfläche am nächsten liegt, unter der maßgebenden Einwirkungskombination, einschließlich der Auswirkung behinderter Verformungen, und unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug. Es wird nur die zusätzliche, über die Nulldehnung hinausgehende, in gleicher Höhe auftretende Betonzugdehnung berücksichtigt	9.2.4(2)
ε_x, ε_y, ε_z	Dehnung in *x*-, *y*- bzw. *z*-Richtung	8.2.3(6)
ε_u	Dehnung des Beton- oder Spannstahls unter Höchstlast	
ε_{ud}	Bemessungswert der Dehnung des Beton- oder Spannstahls unter Höchstlast	
ε_{uk}	charakteristische Dehnung des Beton- oder Spannstahls unter Höchstlast	Tabelle 5.5
ε_{yd}	Bemessungswert der Dehnung an der Streckgrenze der Bewehrung	O.7.3(1)
ε_1	Höchstwert der Hauptzugdehnung im Beton	8.5.2(5), G.3(6)
ζ	Verteilungsbeiwert, der die Mitwirkung des Betons auf Zug an einem Querschnitt berücksichtigt	9.3.4(3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

η_{visc}	dynamische Viskosität	H.4.2(7)
η	Verhältnis der Dehnungen zur Festlegung des Spannungs-Dehnungs-Modells	5.1.6(1)
η_c	Abminderungsfaktor der Festigkeit für den Durchstanzwiderstand $\tau_{Rd,c}$	8.4.4(1)
η_{cc}	Faktor zur Berücksichtigung der Differenz zwischen der ungestörten Druckfestigkeit eines Zylinders und der wirksamen Druckfestigkeit, die im tragenden Bauteil entwickelt werden kann	5.1.6(1)
$\eta_{lw,fc}$	Koeffizient bezogen auf f_c bei Leichtbeton	Tabelle M.1
$\eta_{lw,fct}$	Koeffizient bezogen auf f_{ct} bei Leichtbeton	Tabelle M.1
$\eta_{lw,Ec}$	Koeffizient bezogen auf E_c bei Leichtbeton	Tabelle M.1
η_r	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung des Schwindens bei zeitabhängig zunehmender Rissbreite, der bei Kurzzeitbelastung und bei Langzeitbelastung in der Rissbildungsphase gleich 0 ist und in anderen Fällen R_{ax} entspricht	9.2.4(2)
η_s	Abminderungsfaktor der Festigkeit für den Beitrag der Querkraftbewehrung	8.4.4(1)
η_{sys}	Koeffizient zur Berücksichtigung der Leistung von Durchstanzbewehrungssystemen	8.4.4(3)
θ	Winkel zwischen Druckzone und Bauteilachse	Bild 8.9 und Bild 8.11, 8.2.3(3)
θ_{cf}	Verteilungswinkel einer konzentrierten Kraft	8.5.5, Bild 8.30
θ_{cs}	Winkel zwischen dem Druckfeld und einer Zugstrebe	8.5.4, Bild 8.26
θ_i	Neigung, die eine geometrische Imperfektion repräsentiert	7.2.2(2)
θ_f	Winkel zwischen der Druckstrebe in einem Gurt und der Längsachse des Balkens	8.2.5(3), Bild 8.13
θ_{min}	zulässiger Mindestwert von θ	8.2.3(2)
θ_{Rd} N3	Bemessungswert der Rotationsfähigkeit	7.6.3(1), 7.6.3(4)
θ_{Ed} N4	rechnerische Rotation	7.6.3(1), 7.6.3(3)
λ	Schlankheit l_0/i	14.4.5.1(1), O.7.3(4)
λ_{lim}	Grenzwert der Schlankheit für Einzelbauteile, unterhalb dessen die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden dürfen	O.6(1)
$\lambda_{lim,simpl}$	vereinfachter konservativer Wert für λ_{lim}	O.6(1)
λ_V	Schubschlankheit	7.6.3(4)
λ_y	Schlankheit, l_0/i_y in Bezug auf die y-Achse	7.8.4(4)
λ_z	Schlankheit, l_0/i_z in Bezug auf die z-Achse	7.8.4(4)
μ	Reibungsbeiwert zwischen den Spanngliedern und ihren Hüllrohren	7.10.3.1(1)

N3 In der englischen Referenzfassung steht hier fälschlicherweise $\theta_{pl,d}$.

N4 In der englischen Referenzfassung steht hier fälschlicherweise θ_s.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

μ_p	Koeffizient zur Berücksichtigung des Querkraftgradienten und der Biegemomente im Bereich des Rundschnitts um eine Auflagerfläche	8.4.3(1)
μ_v	Reibungsbeiwert an Verbundfugen	8.2.6
ν	Abminderungsfaktor der Festigkeit für gerissenen Beton aufgrund von Querkraft oder anderen Einwirkungen	8.2.3(5) bis (6), 8.2.5(4), 8.3.4(3) bis (4), 8.5.2(3) bis (5), G.3(5) bis (6)
ξ	Verhältnis der Verbundfestigkeit von Spannstahl zu der von Betonstahl	10.8.3(2), 9.2.2(4)
ξ_1	gewichtetes Verhältnis der Verbundfestigkeit von Spannstahl und Betonstahl unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Durchmesser	9.2.2(4)
ξ_{bc1}	Anpassungsfaktor für das Grundkriechen zur Berücksichtigung von Prüfergebnissen	B.6(5)
ξ_{bc2}	Anpassungsfaktor für die Funktion der zeitabhängigen Entwicklung des Grundkriechens zur Berücksichtigung von Prüfergebnissen	B.6(5)
ξ_{dc1}	Anpassungsfaktor für das Trocknungskriechen zur Berücksichtigung von Prüfergebnissen	B.6(5)
ξ_{dc2}	Anpassungsfaktor für die Funktion der zeitabhängigen Entwicklung des Trocknungskriechens zur Berücksichtigung von Prüfergebnissen	B.6(5)
ξ_{cbs1}	Anpassungsfaktor für das Grundschwinden zur Berücksichtigung von Prüfergebnissen	B.6(5)
ξ_{cbs2}	Anpassungsfaktor für die Funktion der zeitabhängigen Entwicklung des Grundschwindens zur Berücksichtigung von Prüfergebnissen	B.6(5)
ξ_{cds1}	Anpassungsfaktor für das Trocknungsschwinden zur Berücksichtigung von Prüfergebnissen	B.6(5)
ξ_{cds2}	Anpassungsfaktor für die Funktion der zeitabhängigen Entwicklung des Trocknungsschwindens zur Berücksichtigung von Prüfergebnissen	B.6(5)
ξ_v	effektive Dämpfung (Schwingungen)	9.4(3)
$\xi_{v,st}$	Beitrag des Tragwerks an der effektiven Dämpfung (Schwingungen)	9.4(3)
$\xi_{v,furn}$	Beitrag von Möbeln an der effektiven Dämpfung (Schwingungen)	9.4(3)
$\xi_{v,fin}$	Beitrag von Decken- und Bodenbelägen an der effektiven Dämpfung (Schwingungen)	9.4(3)
ρ_c	ofentrockene Dichte des Betons in kg/m³	Tabelle M.1
ρ	Bewehrungsgrad	
ρ_{100}	Verlust aus Relaxation (in %), 100 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C	B.9(3)
ρ_{1000}	Verlust aus Relaxation (in %), 1 000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C	B.9(3)
ρ_{conf}	Bewehrungsgrad der Umschnürung, bezogen auf den Durchmesser des zu verankernden oder zu stoßenden Stabs	11.4.2(5)
ρ_l	Bewehrungsgrad der Längsbewehrung im Verbund in der Zugzone infolge von Biegung bezogen auf die Nennbetonfläche $d \cdot b_w$	8.2.2(2), 8.2.2(6-7), 8.4.3(1)
$\rho_{l,x}$, $\rho_{l,y}$	Wert von ρ_l in x- bzw. y-Richtung	8.2.2(7)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ρ_{min}	Mindestbewehrungsgrad	
ρ_p	Zugbewehrungsgrad zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Bewehrungsstäben und Spanngliedern	9.2.3(1)
$\rho_{p,eff}$	Zugbewehrungsgrad zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Bewehrungsstäben und Spanngliedern, bezogen auf die wirksame Betonfläche	9.2.4(2)
ρ_w	Querkraftbewehrungsgrad	8.2.3(4), 8.4.4(1)
$\rho_{w,min}$	Mindestquerkraftbewehrungsgrad	12.1.1, 12.7(2)
$\rho_{w,stir}$	Mindestbewehrungsgrad der Querkraft- und Torsionsbewehrung in Form von Bügeln	12.2.1(2)
σ_1	Höchstzugspannung in ungerissenem Beton	D.1.2
σ_{ad}	Bemessungsspannung in Betonstahl für die Bemaßung der Verankerung oder eines Überlappungsstoßes	12.1.2(2)
σ_c	Druckspannung im Beton	5.1.6(1)
σ_{cd}	Bemessungswert der Druckspannung im Beton	8.1.2, 8.2.3(4), 8.2.3(13), 8.2.5(4), 8.5.2(2) bis (3)
σ_{c2d}	Bemessungswert der Querspannung in Beton aufgrund der Umschnürung oder Mindestquerdruckspannung aufgrund äußerer Einwirkungen (Druck positiv)	8.1.4
$\sigma_{c,lim}$	begrenzte Druckspannung für Querkraftfestigkeit in unbewehrtem Beton	14.4.3(3)
σ_{ctd}	Bemessungswert der mittleren Druckspannung senkrecht zu einer freien Oberfläche in der Nähe von zu verankernden oder zu stoßenden Stäben	11.4.2(6)
$\sigma_{cp,QP}$	Betonspannung neben den Spanngliedern infolge von Eigenlast und Anfangsvorspannung sowie weiterer maßgebender quasi-ständiger Einwirkungen.	7.10.4(2)
σ_d	Bemessungswert der mittleren Spannung, Zug positiv	8.4.3(4)
σ_{gd}	Bemessungswert des Sohldrucks	8.4.2(6), 14.6.3(1)
$\sigma_{p,max}$	Höchstwert der Vorspannung, die am Spannende durch die Spannpresse aufgebracht wird	7.10.2(1)
σ_{pd}	Bemessungswert der Spannung im Spannglied	11.6.3
σ_{pi}	Anfangsspannung in Spannstahl	B.9(3)
$\sigma_{pk,sup}$	oberer charakteristischer Wert der Vorspannung	4.2.1.5(3)
$\sigma_{pk,inf}$	unterer charakteristischer Wert der Vorspannung	4.2.1.5(3)
$\sigma_{p,m0(0)}$	Mittelwert der Vorspannung nach Berücksichtigung der sofortigen Verluste am Spannende	7.10.2(1)
$\sigma_{p,mt(x)}$	Mittelwert der Vorspannung nach Berücksichtigung der sofortigen Verluste und der zeitabhängigen Verluste zum Zeitpunkt t und bei einem Abstand x zum Spannende	7.10.2(1)
$\sigma_{p,m\infty}$	Langzeit-Spannungsniveau in den Spanngliedern bezogen auf den Zustand des (elastisch) ungedehnten Betons in gleicher Höhe	7.5(2)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

σ_s	Wert Stahlspannung, bestimmt auf Grundlage eines gerissenen Querschnitts	9.2.4(3)
σ_{sd}	Bemessungswert der Betonstahlspannung am Querschnitt	Bild 11.2, 11.4, 11.5, 12.1.2(2)
$\sigma_{s,lim}$	Grenzwert der Stahlspannung, um einer vorgegebenen Begrenzung der Rissbreite zu entsprechen	9.2.2(2), 9.2.2(3), 9.2.2(4)
σ_{sr}	Spannung in der Zugbewehrung, berechnet auf Grundlage eines gerissenen Querschnitts unter Lastbedingungen, die zur Erstrissbildung führen	9.3.4(3)
σ_{swd}	Bemessungswert der Spannung in der Querkraftbewehrung	8.2.3(12)
$\Delta\sigma_{p,el}$	Spannungsverluste infolge von elastischer Verformung des Betons	7.10.3(1), 7.10.3.3(2)
$\Delta\sigma_{cp}$	Spannungsänderung in Beton im Schwerpunkt der Spannglieder, wenn eine Anzahl von *n* Spanngliedern zum Zeitpunkt *t* gespannt werden	7.10.3.3(2)
$\Delta\sigma_{pr}$	absoluter Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern an der Stelle *x* zum Zeitpunkt *t* infolge von Relaxation des Spannstahls	7.10.3(1), 7.10.4(2), B.9
$\Delta\sigma_{p,ULS}$	Spannungszuwachs zwischen wirksamer Vorspannung und Spannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei vorgespannten Bauteilen mit Spanngliedern ohne Verbund	7.10.5(3)
$\Delta\sigma_{p,sl}$	Spannungsverluste aufgrund des Verankerungsschlupfes	7.10.3(1)
$\Delta\sigma_{p,\mu}$	Spannungsverluste infolge von Reibung	7.10.3(1), 7.10.3.1(1)
τ_{cp}	Schubspannung im Beton infolge von einwirkender Querkraft	14.4.3(3)
τ_{Ed}	Mittelwert der einwirkenden Schubspannung über einen Querschnitt	8.2.1(3), 8.2.5(1)
$\tau_{Ed,i}$	Bemessungswert der Schubspannung in Verbundfugen	8.2.6
$\tau_{Rd,c}$	Schubspannungswiderstand von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung (mittlere Schubspannung über einen Querschnitt)	8.2.2(3), 8.4.3(1)
$\tau_{Rdc,min}$	Mindestschubspannungswiderstand, der die Vermeidung eines genaueren Schubnachweises ermöglicht (mittlere Schubspannung über einen Querschnitt)	8.2.1(4)
$\tau_{Rd,cs}$	Durchstanzwiderstand von plattenförmigen Bauteilen mit Querkraftbewehrung, die durch konzentrierte Kräfte beansprucht werden	8.4.1(2), 8.4.4(1)
$\tau_{Rd,i}$	Schubspannungswiderstand in Verbundfugen	8.2.6
$\tau_{Rd,max}$	maximaler Durchstanzwiderstand von plattenförmigen Bauteilen mit Querkraftbewehrung, die durch punktförmige Stützung beansprucht werden	8.4.1(2), 8.4.4(3)
$\tau_{Rd,pl}$	Bemessungsfestigkeit von unbewehrtem Beton unter Querkraft	14.4.2
ϕ	Durchmesser eines Bewehrungsstabs	
ϕ_b	Vergleichsdurchmesser eines Stabbündels	11.4.2(8)
ϕ_{duct}	Außendurchmesser eines Spannglied-Hüllrohrs	8.2.3(10)
ϕ_{eq}	Vergleichsdurchmesser eines Stabs für Rißbreitenberechnungen, wenn Zugbewehrung aus Stäben mit unterschiedlichen Durchmessern zusammengesetzt ist	9.2.2(4)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ϕ_{mand}	Biegerollendurchmesser für gebogene Bewehrungsstäbe	11.3
$\phi_{mand,min}$	Mindestwert von ϕ_{mand}	11.3
$\phi_{mand,test}$	Wert von ϕ_{mand}, der Ergebnis der Prüfungen nach EN ISO 15630-1 ist	11.3(2)
$\phi_{min,\ trans}$	Mindeststabdurchmesser für Querbewehrung	12.5.2(1)
ϕ_{p}	Nenndurchmesser des Spannglieds	13.5.1(3), 13.5(3)
$\phi_{p,eq}$	Vergleichsdurchmesser der Spannglieder	10.3(2)
$\phi_{w,max}$	größter Durchmesser der Durchstanzbewehrung	12.5.1(3)
Φ	Faktor zur Berücksichtigung der Lastausmitte, einschließlich der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung	14.4.5.2(1)
$\varphi(t,t_0)$	Kriechzahl, die die Kriechverformung zwischen den Zeitpunkten t und t_0 definiert, bezogen auf die elastische Verformung nach 28 Tagen	
$\varphi\ (50y,t_0)$	Kriechzahl nach 50 Jahren Beanspruchung	Tabelle 5.2
$\varphi_{0,05}$	unterer Grenzwert der Kriechzahl, entspricht einem 5 %-Quantil auf Grundlage einer Normalverteilung	B.6(2)
$\varphi_{0,10}$	unterer Grenzwert der Kriechzahl, entspricht einem 10 %-Quantil auf Grundlage einer Normalverteilung	B.6(2)
$\varphi_{0,90}$	oberer Grenzwert der Kriechzahl, entspricht einem 90 %-Quantil auf Grundlage einer Normalverteilung	B.6(2)
$\varphi_{0,95}$	oberer Grenzwert der Kriechzahl, entspricht einem 95 %- Quantil auf Grundlage einer Normalverteilung	B.6(2)
$\varphi_{bc}(t,t_0)$	Grundkriechzahl	B.4(1), B.4(2)
$\varphi_{dc}(t,t_0)$	Trocknungskriechzahl	B.4(1), B.4(3)
$\varphi_{eff,b}$	effektive Kriechzahl für lokale Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung	7.8.2(2)
$\varphi_{eff,s}$	effektive Kriechzahl für globale Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung	7.8.2(2)
$\varphi_{\sigma}(t,t_0)$	Kriechzahl, angepasst an die Nichtlinearität infolge von Betondruckspannungen größer als $0{,}4f_{cm}$	B.6(6)
χ	Alterungskoeffizient der bei Langzeitberechnungen mit 0,8 angesetzt werden darf	7.4(6)
ω	mechanischer Bewehrungsgrad	O.6(1)
ω_{cr}	mechanischer Bewehrungsgrad, unterhalb dessen erwartet wird, dass das Tragwerk unter der charakteristischen Einwirkungskombination nicht reißt	9.3.3(2)
ω_{prov}	tatsächlich ausgeführter mechanischer Zugbewehrungsgrad	
ω_{r}	erforderlicher mechanischer Zugbewehrungsgrad in Feldmitte, um das Moment infolge der Bemessungslasten aufzunehmen (am Auflager für Kragträger)	9.3.3(2)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.3 Symbole in Anhang A

3.3.1 Lateinische Großbuchstaben

$X_{i,m}$	Mittelwert der Variablen *i*	
$X_{i,k}$	in einer Bemessungsgleichung verwendeter charakteristischer Wert oder Nennwert der Variablen *i*	
V_i	Variationskoeffizient der Variablen *i*	A(3)

3.3.2 Lateinische Kleinbuchstaben

$f_{c,ais}$	tatsächliche Druckfestigkeit des Ortbetons im Tragwerk	A(2)
$f_{c,is}$	Druckfestigkeit eines Bohrkerns, der am Prüfort in einem tragenden Bauteil oder einem Betonfertigteil entnommen wurde, angegeben in Form der Festigkeit eines 2 : 1-Bohrkerns mit einem Durchmesser ≥ 75 mm	A(2)

3.3.3 Griechische Kleinbuchstaben

μ_i	Faktor der systematischen Abweichung der Variablen i, festgelegt als das Verhältnis $X_{i,m}/X_{i,k}$
η_{is}	Beiwert der Ortbetondruckfestigkeit, festgelegt als das Verhältnis Ortbeton-/Prüfkörperfestigkeit $f_{c,ais}/f_c$

3.4 Symbole in Anhang I

3.4.1 Lateinische Großbuchstaben

AAR	Alkali-Gesteinskörnungs-Reaktion	I.4.1.2
A_{sq}	Querschnittsfläche eines glatten Stabs mit quadratischem Querschnitt	I.11.4.1(4)
DEF	späte (sekundäre) Ettringitbildung	I.4.1.2
P_x	Eindringtiefe der Korrosion	I.8.1
$V_{fc,is}$	Variationskoeffizient von $f_{c,is}$	I.4.2.1(2)
$V_{fc,is,lim}$	Grenzwert von $V_{fc,is}$ für die Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte für Beton	I.4.2.1(2)
V_x	Variationskoeffizient der Baustoffeigenschaft *X*	I.5.3, 1.5.4
X_k	charakteristischer Wert einer Baustoffeigenschaft	I.5.3, 1.5.4

3.4.2 Lateinische Kleinbuchstaben

$b_{w,i}$, $b_{w,i-1}$, $b_{w,i+1}$	Koeffizienten zur Bewertung von für den Querkraftwiderstand im Fall von Querkraftbewehrung, die nicht die Abstandsregeln von Querkraftbewehrungselementen/-bügeln oder aufgebogenen Stäben nach Abschnitt 12 erfüllen	I.8.3.2(4)
c_f	zusätzlicher Abstand in Bezug auf konzentrierte Lasten von Reaktionskräften, die auf Druckgurte einwirken	I.8.3.2(5)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$c_{min,xy}$	Mindestwert der Betondeckung zwischen c_x und c_y für die Bemessung der Verankerung im Fall einer geringen Betondeckung	I.11.4.1(7)
$f_{ck,is}$	charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton, die in Form der Festigkeit eines 2:1-Bohrkerns mit einem Durchmesser ≥ 75 mm (5 %-Quantil) angegeben und nach EN 13791:2019, Abschnitt 8, beurteilt wurde	I.5.2.1
$f_{ctk,is;0,05}$	charakteristischer Wert der gemessenen Normalzugkraftfestigkeit des Bauwerksbetons (5 %-Quantil)	I.11.4.1(11)
$k_{lbs,c}$	Koeffizient für die Verbundberechnung im Fall geringer Betondeckung	I.11.4.2(7)
k_n	Fraktilenfaktor für den charakteristischen Wert eines Probenumfangs *n*	I.5.2.1 und I.5.3, I.5.4
$k_{\mu fc}$	Parameter, der dazu verwendet wird, f_{ck} anhand $f_{\mathrm{ck,is}}$ zu bewerten und der die Repräsentativität der Druckfestigkeit von Bauwerksbeton berücksichtigt, die nach EN 13791:2019, Abschnitt 8, beurteilt wurde	I.5.2.1(3)
$mtssl$	Höchstwert des Querabstands von Schubschenkeln nach 12.3.1 bzw. 12.4.1 bei Balken bzw. Platten	I.8.3.2(4)
m_x	Mittelwert der Variablen *X* aus Probenergebnissen	I.5.3, I.5.4
n	Anzahl der Prüfergebnisse	I.5.3, I.5.4
s_X	Schätzwert der Standardabweichung der Variablen *X* aus Probenergebnissen	I.5.3, I.5.4
x_i	Basisvariable *i*	I.5.3, I.5.4

3.4.3 Griechische Kleinbuchstaben

δ_1, δ_2	Anteil der Stahlspannung am Querschnitt, der bei Winkelhaken und Haken durch Verbund über l_{bd} zu verankern ist	I.11.4.2(1)
η_1, η_2, η_3, η_4	Koeffizienten für den Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} bei glatten Stäben	I.11.4.1(3)
σ'_{sd}	Bemessungswert der Stahlspannung am Querschnitt, der bei Winkelhaken und Haken durch Verbund über l_{bd} zu verankern ist	I.11.4.2(1)
$\Delta\sigma'_{sd}$	Bemessungswert der Stahlspannung am Querschnitt, die durch Winkelhaken und Haken aufgenommen wird	I.11.4.2(1)
$\phi_{sq,eq}$	Vergleichsdurchmesser des Stabs für die Verbundberechnung von Stäben mit quadratischem Querschnitt	I.11.4.1(4)

3.5 Symbole in Anhang J

3.5.1 Lateinische Großbuchstaben

A_{f}	Querschnittsfläche von ABR-CFRP
D	Durchmesser des kreisförmigen Stützenquerschnitts
E_{f}	Mittelwert des Elastizitätsmoduls in Längsrichtung von ABR-CFRP
E_{A}	Elastizitätsmodul des Klebstoffs
F_{bfRd}	Bemessungswert des Verbundkraftwiderstands von ABR-CFRP

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$F_{\mathrm{fEd,cr}}$	Kraft im CFRP beim ersten Riss in der verstärkten Fläche
$F_{\mathrm{f,NSM,max}}$	Höchstkraft im NSM-CFRP-System, unter Berücksichtigung des Anstiegs der Spannungshüllkurve
$\Delta F_{f,min}$	Mindestwert von ΔF_{f} unter der ermüdungsbezogenen Lastkombination
$\Delta F_{f,max}$	Höchstwert von ΔF_{f} unter der ermüdungsbezogenen Lastkombination
ΔF_{f}	Kraftänderung im CFRP unter der ermüdungsbezogenen Lastkombination
ΔF_{fEd}	Differenz in der Zugkraft des FRP zwischen Rissen
$\Delta F_{fEd,fat}$	Bemessungswert der Differenz in der Zugkraftänderung im CFRP-System zwischen Rissen
$\Delta F_{fRd,fat1}$	Ermüdungswiderstand, begrenzt durch eine elastische Reaktion in dem Verbund aus CFRP und Betonoberfläche
$\Delta F_{fRd,fat2}$	Ermüdungswiderstand des N* Lastzyklen ausgesetzten CFRP-Systems
ΔF_{fRd}	Verbundfestigkeit zwischen Rissen
$\Delta F_{\mathrm{fE,equ}}$	größte Differenz der CFRP-Spannung unter der entsprechenden Lastkombination zwischen Rissen
N^*	Anzahl der Lastzyklen
$V_{\mathrm{Ed,f}}$	Bemessungswert der Querkraft in geklebten CFRP-Bügeln für die Risstrennung durch Schub
$V_{\mathrm{Rd,cfE}}$	Bemessungswert des Widerstands gegen das Ablösender Betondeckung
$V_{\mathrm{Rd,CFRP}}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils mit Querkraftverstärkung
$V_{\mathrm{Rd,f}}$	Bemessungswert der ABR-CFRP-Querkraftverstärkung

3.5.2 Lateinische Kleinbuchstaben

a_{f}	Mittenabstand geklebter CFRP-Bewehrung
a_{fE}	Abstand der Lamelle zum Endauflager oder zum Auflager des wandartigen Balkens
$a_{\mathrm{f,max}}$	maximaler Mittenabstand geklebter CFRP-Bewehrung
a_{r}	Abstand geklebter CFRP-Bewehrung zum freien Rand
b_{f}	Breite von Gelegen oder Lamellen oder Stäben mit quadratischem Querschnitt der geklebten CFRP-Bewehrung
b_{slot}	Breite des Schlitzesfür NSM-CFRP-Bewehrung
c_{fat}	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Spannungsschwingspiele
$e_{\mathrm{f,min}}$	Mindestabstand vom Schlitz bis zum Rand der oberflächennah verklebten Lamelle oder Stabs
$f_{\mathrm{bfd,max,}}$	maximaler Bemessungswert der Verbundfestigkeit eines CFRP-EBR-Systems
f_{bfRd}	Bemessungswert der Verbundfestigkeit der Verankerung
$f_{\mathrm{ctm,surf}}$	mittlere Oberflächenzugfestigkeit von Beton
f_{Ack}	charakteristischer Wert der Druckfestigkeit des Klebstoffs
f_{Atk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Klebstoffs
$f_{\mathrm{fEd.max}}$	begrenzender Bemessungswert der Verbundfestigkeit
f_{fbRd}	begrenzender Bemessungswert der Verbundfestigkeit

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

f_{fud}	Bemessungswert der Kurzzeit-Zugfestigkeit der ABR-CFRP
f_{fuk}	charakteristischer Wert der Kurzzeit-Zugfestigkeit der ABR-CFRP
f_{fwd}	Bemessungsschubfestigkeit des CFRP-Systems
$\Delta f_{\mathrm{fk,B}}$	Grundwert der Verbundfestigkeit des Klebstoffs zwischen Rissen
$\Delta f_{\mathrm{fk,C}}$	Anstieg der Verbundfestigkeit zwischen Rissen infolge der Einspannung durch die Krümmung des Balkens
$\Delta f_{\mathrm{fk,F}}$	Anstieg der Verbundfestigkeit zwischen Rissen infolge von Verbundreibung
Δf_{fRd}	Verbundfestigkeit zwischen angrenzenden Rissen
k_{b}	Faktor zur Berücksichtigung der für den Verbund genutzten Bauteilbreiten
k_{e}	Beiwert für Umschnürungswirkung bei Stützen mit rechteckigem Querschnitt
k_{h}	Beiwert für Umschnürungswirkung bei Spiralumwicklung
k_{f3}	Exponent für den bestimmenden Faktor der Spannungsschwingspiele
k_{r}	Faktor zur Berücksichtigung des Eckradius
$k_{\mathrm{sys,b1}}$	bauproduktspezifischer Systemfaktor
$k_{\mathrm{sys,b2}}$	bauproduktspezifischer Systemfaktor
l_{bf}	Verbundlänge von geklebter CFRP-Bewehrung
$l_{\mathrm{bf,max}}$	Höchstwert der Verbundlänge von ABR-CFRP
$l_{\mathrm{bf,max,k}}$	charakteristischer Wert der Verbundlänge
l_{k}	Kragträgerlänge
n_{f}	Anzahl der CFRP-Lagen
r_{c}	Eckradius
s_{f}	lichter Abstand zwischen einzelnen ABR-CFRP in teilweiser Umwicklung
s_{f0k}	maximaler Schlupfdes Verbundes
$s_{\mathrm{cr,min}}$	Mindestabstand von Biegerissen
$s_{\mathrm{cr,max}}$	Höchstabstand von Biegerissen
t_{f}	Nenndicke der geklebten Bewehrung
t_{slot}	Tiefe des Schlitzes für eine(n) NSM-CFRP-Bewehrungsstab oder -lamelle
z_{f}	Höhe des CFRP, die durch den Schubriss gekreuzt wird

3.5.3 Griechische Kleinbuchstaben

α_{bc}	bauproduktspezifischer Systemfaktor für das Langzeitverhalten des Betons
α_{bA}	bauproduktspezifischer Systemfaktor für das Langzeitverhalten des Klebstoffs
α_{f}	Winkel, der zwischen dem CFRP-System und der Längsachse eines Bauteils bei Biegung gebildet wird
α_{fat2}	Abminderungsfaktor für die Ermüdung
β_1	Abminderungsfaktor für die Verbundtragfähigkeit unter Berücksichtigung der Verankerungslänge
β_{f}	Winkel, der zwischen dem CFRP-System und der Querachse einer mit CFRP-Umschnürung

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

	verstärkten Stütze gebildet wird
γ_{BA}	Teilsicherheitsbeiwert für geklebte CFRP-Bewehrung für den Verbund
γ_f	Teilsicherheitsbeiwert für die Zugfestigkeit von geklebter CFRP-Bewehrung
ε_{fud}	Bemessungswert der Bruchdehnung von geklebter CFRP-Bewehrung unter Dauerlast
ε_{fuk}	charakteristischer Wert der Bruchdehnung für die geklebte CFRP-Bewehrung
η_f	Abminderungsfaktor, angewendet auf die Zugspannung von EBR-CFRP-Gelegen oder -Lamellen
$\Delta\sigma_f$	Spannungsschwingbreite einer ermüdungsbeanspruchten NSM-CFRP-Bewehrung
$\Delta\sigma_{fEd}$	Differenz in der Zugspannung des CFRP zwischen angrenzenden Biegerissen
$\Delta\sigma_{fEd,max}$	maximale Differenz in der Zugspannung des CFRP zwischen angrenzenden Biegerissen
τ_{bck}	Verbundfestigkeit des Betons mit NSM-CFRP-Bewehrungslamellen
τ_{bAk}	Verbundfestigkeit des Klebstoffs mit NSM-CFRP-Bewehrungslamellen
τ_{bAd}	Bemessungswert des Schubspannungswiderstands des Klebstoffs
τ_{bfd}	Bemessungswert des Schubspannungswiderstands von NSM-CFRP-Bewehrungslamellen
τ_{f1k}	maximale Verbundfestigkeit von geklebter CFRP-Bewehrung
τ_{Rd}	Bemessungswert des Querkraftwiderstands
$\emptyset_s$	Durchmesser von NSM-CFRP-Bewehrungsstäben

3.6 Symbole in Anhang JA

3.6.1 Lateinische Großbuchstaben

C_c	Abminderungsfaktor der Langzeitfestigkeit zur Berücksichtigung der Temperatur
C_e	Abminderungsfaktor der Langzeitfestigkeit zur Berücksichtigung des Kriechens
C_t	Abminderungsfaktor der Langzeitfestigkeit zur Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen
E_{fR}	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls für FRP-Bewehrung

3.6.2 Lateinische Kleinbuchstaben

f_{ck}^*	modifizierte charakteristische Druckfestigkeit bei der Bestimmung des Grundwerts der Verankerungslänge von FRP-Bewehrung
f_{ftd}	Bemessungswert der Zugfestigkeit von FRP-Bewehrung
f_{ftd}^*	Bemessungswert der Zugfestigkeit von FRP-Bewehrung im Bereich der Stabbiegung
f_{ftk0}	Zugfestigkeit der FRP-Bewehrung bei der Bruchdehnung
$f_{ftk,100a}$	Langzeitzugfestigkeit von FRP-Bewehrung
f_{bd100a}	Langzeitverbundfestigkeit von FRP-Bewehrung
f_{fwRd}	Bemessungswert der Zugfestigkeit von FRP-Querkraftbewehrung
d_f	Durchmesser eines FRP-Bewehrungsstabs
r_f	Biegeradius eines FRP-Bewehrungsstabs

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.6.3 Griechische Buchstaben

γ_{FRP}	Teilsicherheitsbeiwert für den Baustoff der FRP-Bewehrung
ε_{fRd}	Dehnung der FRP-Bewehrung beim Bemessungswert der Zugfestigkeit f_{ftd}
$\varepsilon_{ftk,100a}$	Langzeitbruchdehnung von FRP-Bewehrung
ε_{ftk0}	Bruchdehnung von FRP-Bewehrung
$\tau_{Rd.f}$	Querkraftwiderstand eines Bauteils mit FRP-Bewehrung
ρ_{lf}	Längsbewehrungsgrad für FRP-Bewehrung
σ_{ftd}	Spannung im FRP-Stab

3.7 Symbole in Anhang L

3.7.1 Lateinische Großbuchstaben

$CMOD_1$	= 0,5 mm ist die Rissbreite (Verschiebung am Ansatz der Rissöffnung), bei der der charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{R,1k}$ bestimmt wird (festgelegt nach EN 14651)
$CMOD_3$	= 2,5 mm ist die Rissbreite (Verschiebung am Ansatz der Rissöffnung), bei der der charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{R,1k}$ bestimmt wird (festgelegt nach EN 14651)
A_{ct}	Fläche der Zugzone (in m²) des Querschnitts, der am Versagen eines Gleichgewichtssystems beteiligt ist

3.7.2 Lateinische Kleinbuchstaben

$f_{R,1k}$	charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD_1$ = 0,5 mm, der die Nachrissfestigkeitsklasse repräsentiert
$f_{R,1k}$*	charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD_1$ = 0,5 mm zur Berücksichtigung der Variabilität im Zusammenhang mit den Betonierverfahren vor Ort
$f_{R,1m}$	Mittelwert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD_1$ = 0,5 mm
$f_{R,3k}$	charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD_3$ = 2,5 mm, der die Leistungsklasse repräsentiert
$f_{R,3k}$*	charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD_3$ = 2,5 mm zur Berücksichtigung der Variabilität im Zusammenhang mit den Betonierverfahren vor Ort
$f_{R,3m}$	Mittelwert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD_3$ = 2,5 mm
f_{Ftsk}	charakteristischer Wert der Nachrisszugfestigkeit für Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$f_{Fts,ef}$	wirksame Nachrisszugfestigkeit für Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zur Berücksichtigung der Faserrichtung
$f_{Ft1,ef}$	wirksame Nachrisszugfestigkeit für die Rissbreite = 0,5 mm zur Berücksichtigung der Faserrichtung zur Anwendung im Stoffgesetz für bilineare Spannungsverteilung
f_{Ftsd}	Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit für Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zur Berücksichtigung der Faserrichtung
f_{Ft1d}	Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit für die Rissbreite = 0,5 mm zur Berücksichtigung der Faserrichtung zur Anwendung bei bilinearer Spannungsverteilung

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

f_{Ftuk}	charakteristischer Wert der Nachrisszugfestigkeit in einem starr-plastischen Ansatz
$f_{Ftu,ef}$	wirksame Nachrisszugfestigkeit für eine gegebene Rissbreite zur Berücksichtigung der Faserrichtung entsprechend einem Spannungsblockansatz
$f_{Ft3,ef}$	wirksame Nachrisszugfestigkeit für die Rissbreite = 2,5 mm zur Berücksichtigung der Faserrichtung zur Anwendung im Stoffgesetz für bilineare Berechnung
f_{Ftud}	Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit zur Berücksichtigung der Faserrichtung
f_{Ft3d}	Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit für die Rissbreite = 2,5 mm zur Berücksichtigung der Faserrichtung zur Anwendung bei bilinearer Spannungsverteilung
k_{AS}	Parameter, der die Ersetzung der Mindestlängsbewehrung durch Fasern begrenzt
l_{cs}	tragende Länge zur Umrechnung des Verhältnisses Spannung/Rissbreite von SFRC in eine Spannungs-Dehnungs-Linie, die der Betonbemessung entspricht
w_u	in der Tragwerksplanung maximal zulässige Rissöffnung

3.7.3 Griechische Buchstaben

γ_{SF}	der Teilsicherheitsbeiwert für SFRC unter Zug
η, η_{ss}, η_F	Faktoren, die zum Ausdruck bringen, dass die Beiträge zur Querkraftwiderstand von Stahlfasern und Stahlbeton nicht zu 100 % additiv sind
ε_{Ftu}	Grenzzugdehnung bei SFRC
ε_{Ftud}	Bemessungswert der Grenzzugdehnung, der für SFRC-Querschnitte mit oder ohne Normalkraft nach 5.1.7 und 8.1.5 verwendet wird
$\varepsilon_{F,0}$	äquivalenter Dehnungswert, der zur Festlegung des Stoffgesetzes nach Rissbildung für die nichtlineare Berechnung verwendet wird
κ_G	Faktor zur Berücksichtigung der Größe der betroffenen Zugzone im Versagenszustand
$\kappa_{k,max}$	Faktor zur Festlegung des oberen Grenzwertes des Verhältnisses zwischen charakteristischen und mittleren Nachrissbiegezugfestigkeiten
κ_O	Faktor zur Berücksichtigung der Ausrichtung der Stahlfasern im Betongefüge im Verhältnis zur Ausrichtung der Hauptzugspannung infolge der Auswirkungen der Einwirkungen
$\rho_{Fw,min}$	Mindquerkraftbewehrunggrad mit SFRC
$\tau_{Rd,cF}$	Bemessungswert des Querkraftfwiderstands von SFRC
$\tau_{Rd,sF}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstands von SFRC mit Querkraftbewehrung
$\tau_{Rd,swF}$	Bemessungswert des Torsionswiderstands in Querrichtung
$\tau_{Rd,slF}$	Bemessungswert des Torsionswiderstands in Längsrichtung

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.8 Abkürzungen

AVCP	Bewertung und Überprüfung der Leistungsbeständigkeit
CS, CN, CR	Betonklassen mit langsamer/normaler/schneller Festigkeitsentwicklung
CFRP	auf die Betonoberfläche geklebte, kohlenstofffaserverstärkte Polymerbewehrung
ERC	Expositionswiderstandsklasse
FPC	werkseigene Produktionskontrolle
FRP	profilierte oder angeraute glas- oder kohlenstofffaserverstärkte Polymerbewehrung
LWAC	Leichtbeton
PE	Polyethylen
n. a.	nicht zutreffend
SFRC	Stahlfaserbeton
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
SSRC	Widerstandsklasse von nichtrostendem Stahl
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit

3.9 Einheiten

Spannungen und Baustofffestigkeiten	Als abhängige Einheit muss MPa verwendet werden.
Elastizitätsmodul	Als abhängige Einheit muss MPa verwendet werden.
Geometrische Angaben	Als abhängige Einheit muss mm verwendet werden.
relative Luftfeuchte	%
Zeit	Tage, sofern nicht anders angegeben
Temperatur	°C, K
Winkel	Grad

3.10 Vorzeichenregelungen

(1) Im Allgemeinen werden Kräfte, Spannungen und Dehnungen, die zu einer Verlängerung führen, mit einem positiven Vorzeichen und diejenigen, die zu einer Verkürzung führen, mit einem negativen Vorzeichen angegeben. Wenn Druck- oder Zugkräfte in einem Bild durch einen Vektor dargestellt werden, werden sie mit einem positiven Vorzeichen angegeben, wenn sie in die vom Vektor beschriebene Richtung wirken.

(2) Sämtliche Zug- und Druckfestigkeiten von Baustoffen müssen mit positivem Vorzeichen verwendet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

4 Grundlagen der Tragwerksplanung

4.1 Allgemeine Regeln

4.1.1 Grundlegende Anforderungen

(1) Für die Bemessung und Konstruktion von Betontragwerken gelten die allgemeinen Regeln nach prEN 1990, die um die Vorschriften für die Grundlagen für die Bemessung und Konstruktion von Betontragwerken nach diesem Dokument ergänzt sind.

(2) Die grundlegenden Anforderungen nach prEN 1990:2021, Abschnitt 4, gelten für Betontragwerke als erfüllt, wenn Folgendes gemeinsam angewendet wird:

— die Bemessung in Grenzzuständen in Verbindung mit Teilsicherheitsbeiwerten nach prEN 1990;

— die Einwirkungen nach prEN 1991 (alle Teile) und prEN 1997 (alle Teile);

— die Lastkombinationen nach prEN 1990; und

— die Tragfähigkeiten, die Robustheit, die Dauerhaftigkeit und die Gebrauchstauglichkeit in Übereinstimmung mit allen maßgebenden Teilen von EN 1992 (einschließlich Bemessung für den Brandfall).

4.1.2 Tragwerkszuverlässigkeit und Qualitätsmanagement

(1) Die Regeln für die Tragwerkszuverlässigkeit und das Qualitätsmanagement nach prEN 1990 müssen eingehalten werden.

4.1.3 Geplante Nutzungsdauer

(1) Die geplante Nutzungsdauer von Tragwerken oder ihren Bauteilen muss festgelegt werden.

ANMERKUNG Für Werte der geplanten Nutzungsdauer siehe prEN 1990.

(2) Tragwerke oder Bauteile davon müssen konsistent hinsichtlich sämtlicher zeitabhängiger Auswirkungen einschließlich Dauerhaftigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung bemessen und konstruiert werden.

4.2 Basisvariablen

4.2.1 Einwirkungen und zeitabhängige Auswirkungen

4.2.1.1 Allgemeines

(1) Die bei der Bemessung zu verwendenden Einwirkungen müssen aus den maßgebenden Teilen von prEN 1991 (alle Teile) oder prEN 1997 (alle Teile) übernommen werden. Sofern zutreffend, müssen andere, dort nicht behandelte Einwirkungen mit prEN 1990 übereinstimmen und den Festlegungen durch die zuständige Behörde oder den Vereinbarungen für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien entsprechen.

ANMERKUNG Einwirkungen, die spezifisch für diesen Eurocode sind (wie Vorspannung, Kriechen und Schwinden), werden in den maßgebenden Abschnitten angegeben.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

4.2.1.2 Zeitabhängige Auswirkungen

(1) Zeitabhängige Auswirkungen, einschließlich Relaxation der Vorspannung, Schwinden und Kriechen, sollten, sofern relevant, bei der Bemessung berücksichtigt werden.

(2) Wenn das Kriechen berücksichtigt wird, sollten seine Bemessungsauswirkungen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination bewertet und in allen maßgebenden Einwirkungskombinationen angewendet werden.

4.2.1.3 Auswirkungen infolge von Zwang

(1) Auswirkungen durch behinderte Verformungen müssen quantifiziert und im Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 1 Auswirkungen durch behinderte Verformungen können durch Temperaturgefälle, Schwinden des Betons, Setzungsunterschiede oder andere aufgezwungene Verformungen verursacht werden.

ANMERKUNG 2 Auswirkungen durch behinderte Verformungen können, wenn nötig, unter Anwendung verschiedener Maßnahmen vermindert werden, z. B. Änderung der Betonzusammensetzung [eine Anleitung ist in D.3(3) angegeben] und Anpassung der Steifigkeit von integrierten konstruktionsbedingten Einspannungen. Die Anordnung von Lagern und Fugen kann diese Auswirkungen ebenfalls vermindern.

(2) Die Auswirkungen behinderter Verformungen darf bei Grenzzuständen der Tragfähigkeit vernachlässigt werden, wenn nachgewiesen werden kann oder die Erfahrung mit ähnlichen Tragwerken gezeigt hat, dass:

(i) die Verformungsfähigkeit ausreichend ist, um das Auftreten der entsprechenden Bewegungen zuzulassen und den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erfüllen; und

(ii) das Tragwerksverhalten unempfindlich gegen Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung ist, die durch große Verformungen verursacht werden.

In allen anderen Fällen sollten die Auswirkungen behinderter Verformungen berücksichtigt werden.

Im ULS aufgebrachte Verformungen sollten für eine geplante Nutzungsdauer $t \geq 50$ Jahre berechnet werden.

ANMERKUNG Für eine genauere Berechnung siehe Anhang D.

4.2.1.4 Boden-Bauwerk-Interaktion

(1) Hat die Boden-Bauwerk-Interaktion wesentlichen Einfluss auf die Auswirkungen der Einwirkungen im Tragwerk, müssen die Bodeneigenschaften und die Auswirkungen der Wechselwirkung nach prEN 1997-1 berücksichtigt werden.

(2) Wenn Setzungsunterschiede/Bewegungen des Tragwerks infolge von Bodensetzungen berücksichtigt werden, sollten Werte auf der Grundlage von prEN 1997-1 abgeschätzt werden.

4.2.1.5 Vorspannung

(1) Der Bemessungswert der Einwirkung aus Vorspannung muss bestimmt werden.

ANMERKUNG 1 Die Vorspannung im Sinne dieses Eurocodes wird durch Spannglieder aus hochfestem Stahl (Drähte, Litzen oder Stäbe) aufgebracht.

ANMERKUNG 2 Interne Spannglieder können im sofortigen Verbund, im nachträglichen Verbund und mit oder ohne Verbund ausgeführt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG 3 Spannglieder können auch außerhalb des Tragwerks geführt werden, mit Berührungspunkten an möglichen Umlenkelementen, an Verankerungen oder mit durchgehendem Kontakt auf gekrümmten Oberflächen.

(2) Bei Berücksichtigung in Übereinstimmung mit 7.6.1(1) b), sollte der Bemessungswert der Einwirkung aus Vorspannung in Grenzzuständen der Tragfähigkeit als der Mittelwert der Vorspannkraft (wie nach 7.6.3 und 7.6.4 berechnet) angesetzt werden, multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert für die Vorspannung.

(3) In den Gebrauchstauglichkeits- und Ermüdungsnachweisen müssen mögliche Streuungen der Vorspannung berücksichtigt werden. Die oberen und unteren charakteristischen Werte der Vorspannung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und bei der Bemessung gegen Ermüdung müssen anhand des Mittelwerts $\sigma_{\mathrm{pm}}(x,t)$ nach Gleichung (4.1) und Gleichung (4.2) abgeschätzt werden.

$$\sigma_{\mathrm{pk,sup}}(x,t) = r_{\mathrm{sup}} \cdot \sigma_{\mathrm{pm}}(x,t) \tag{4.1}$$

$$\sigma_{\mathrm{pk,inf}}(x,t) = r_{\mathrm{inf}} \cdot \sigma_{\mathrm{pm}}(x,t) \tag{4.2}$$

Dabei ist

$\sigma_{\mathrm{pk,sup}}(x,t)$ der obere charakteristische Wert der Vorspannung an der Stelle x und zum Zeitpunkt t;

$\sigma_{\mathrm{pk,inf}}(x,t)$ der untere charakteristische Wert der Vorspannung an der Stelle x und zum Zeitpunkt t;

$\sigma_{\mathrm{pm}}(x,t)$ der Mittelwert der Vorspannung an der Stelle x und zum Zeitpunkt t (siehe 7.10.3).

ANMERKUNG Die Werte von r_{sup} und r_{inf} nach Tabelle 4.1(NDP) gelten, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

Tabelle 4.1(NDP) — Faktoren zur Berechnung der oberen und unteren charakteristischen Werte der Einwirkung aus Vorspannung

Art der Vorspannung	r_{sup}	r_{inf}
Im sofortigen Verbund	1,05	0,95
Spannglieder ohne Verbund	1,05	0,95
Spannglieder mit Verbund	1,10	0,90

4.2.1.6 Auswirkung von Wasser- oder Gasdruck

(1) In Tragwerken, die hohem Flüssigkeits- oder Gasdruck ausgesetzt sind, muss die Auswirkung von potentiellem Druckaufbau in Poren und Rissen bei der Bemessung der Bewehrung berücksichtigt werden, wenn es die Auswirkungen der Einwirkungen erhöht oder die Tragfähigkeit um mehr als 10 % vermindert.

4.2.2 Geometrische Angaben

(1) Maßtoleranzen müssen EN 13670, Toleranzklasse 1, entsprechen oder, wenn andere Toleranzen zulässig sind, müssen diese in den bautechnischen Unterlagen festgelegt und geeignete Vorhaltemaße in der Bemessung berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Vorhaltemaße, die in der Bemessung zu berücksichtigen sind, wenn unterschiedliche Toleranzen für bestimmte Bauteile zutreffen, können in einem Nationalen Anhang angegeben werden. Beispiele für derartige Bauteile könnten Bohrpfähle aus Ortbeton einschließen, bei denen die Stahlverrohrung gezogen wird, oder Betonpfähle, die durch Fels getrieben werden. Diese Norm bietet keinen Leitfaden dazu, welches Vorhaltemaß angemessen ist; diesbezüglich könnte jedoch die länderspezifische Ingenieurpraxis herangezogen werden. Vorhaltemaße können entweder ein reduzierter Querschnitt, eine angenommene Verformung oder eine reduzierte Tragfähigkeit sein.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

4.3 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

4.3.1 Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkung aus Schwinden

(1) Wenn die Berücksichtigung von Einwirkungen aus Schwinden im Grenzzustand der Tragfähigkeit erforderlich ist, muss ein Teilsicherheitsbeiwert γ_{SH} verwendet werden.

ANMERKUNG Der Wert von γ_{SH} beträgt 1,0, sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein abweichender Wert angegeben ist.

4.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkung aus Vorspannung

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{P,fav}$ oder $\gamma_{P,unfav}$ müssen bei Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, sofern nach 7.6.1(1) b) berücksichtigt, auf die Vorspannkraft angewendet werden.

ANMERKUNG Die Werte von $\gamma_{P,fav}$ oder $\gamma_{P,unfav}$ nach Tabelle 4.2(NDP) gelten, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

Tabelle 4.2(NDP) —Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkung aus Vorspannung bei Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Beiwert für die Vorspannung	Wert	Angewendet auf	Nachweisart im ULS
$\gamma_{P,fav}$	1,00	Vorspannkraft bei Spannglieder mit und ohne Verbund	Nachweise, bei denen eine erhöhte Vorspannung günstig wäre.
$\gamma_{P,unfav}$	1,20		Nachweise, bei denen eine erhöhte Vorspannung ungünstig wäre.
$\gamma_{\Delta P,sup}$	0,80	Spannungsänderung in Spanngliedern ohne Verbund	Nachweise, bei denen eine erhöhte Spannung günstig wäre
$\gamma_{\Delta P,inf}$	1,20		Nachweise, bei denen eine erhöhte Spannung ungünstig wäre
$\gamma_{\Delta P,sup}$ $\gamma_{\Delta P,inf}$	1,0		Nachweise, bei denen eine lineare Berechnung mit ungerissenen Querschnitten, d. h. unter Annahme einer unteren Verformungsgrenze, angewendet wird

(2) Die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\Delta P,sup}$ oder $\gamma_{\Delta P,inf}$ müssen auf die Spannungsänderung in Spanngliedern ohne Verbund in Zusammenhang mit der Bauteilverformung für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit angewendet werden (siehe 7.6.5(4)).

ANMERKUNG Die Werte von $\gamma_{\Delta P,sup}$ und $\gamma_{\Delta P,inf}$ nach Tabelle 4.2(NDP) gelten, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

4.3.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe γ_C und γ_S müssen verwendet werden.

ANMERKUNG 1 Die Werte von γ_C und γ_S sind in Tabelle 4.3(NDP) angegeben, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

ANMERKUNG 2 Die Teilsicherheitsbeiwerte für den baulichen Brandschutz werden nach prEN 1992-1-2 ermittelt. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die erdbebensichere Bemessung werden nach prEN 1998 (alle Teile) ermittelt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 4.3(NDP) — Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe

Bemessungssituationen — Grenzzustände	γ_S für Betonstahl und Spannstahl	γ_C und γ_{CE} für Beton	γ_V für Querkraft- und Durchstanzwiderstand ohne Querkraftbewehrung
Ständige und vorübergehende Bemessungssituation	1,15	1,50[a]	1,40
Ermüdungsbezogene Bemessungssituation	1,15	1,50	1,40
Außergewöhnliche Bemessungssituation	1,00	1,15	1,15
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	1,00	1,00	—
ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe gelten für die geometrischen Abweichungen der Toleranzklasse 1 und die Ausführungsklasse 2 nach EN 13670.			
[a] Der Wert für γ_{CE} gilt, wenn der indikative Wert für den Elastizitätsmodul nach 5.1.4(2) verwendet wird. Ein Wert $\gamma_{CE} = 1{,}3$ gilt, wenn der Elastizitätsmodul nach 5.1.4(1) bestimmt wird.			

(2) Reduzierte Werte des Teilsicherheitsbeiwerts γ_S für den Nachweis im ULS dürfen im Fall von ständigen, vorübergehenden und außergewöhnlichen Bemessungssituationen nach A(6) verwendet werden, wenn ein Bemessungswert der statischen Nutzhöhe d_d berücksichtigt wird.

(3) Reduzierte Werte für γ_C und γ_S dürfen verwendet werden, wenn dies durch Maßnahmen zur Verringerung der Unsicherheit in der berechneten Tragfähigkeit gerechtfertigt ist, wie in Anhang A festgelegt.

(4) Zur Berücksichtigung der größeren Streuungen der Betonfestigkeit von Ortbetonbauteilen, die im Boden in erheblicher Tiefe ohne dauerhafte Verrohrung betoniert werden, sollte der Teilsicherheitsbeiwert γ_C mit einem Faktor k_{cip} multipliziert werden.

ANMERKUNG Der Wert k_{cip} beträgt 1,1 im Allgemeinen und 1,0 bei nach EN 1536, EN 1538 oder EN 14199 ausgeführten Ortbetonbauteilen, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

4.4 Anforderungen an Befestigungsmittel und nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse

(1) Einbetonierte oder nachträglich eingemörtelte Bewehrung, die der Befestigung oder einer Bauteilverbindung dient, muss in geeigneter Weise im Betonbauteil verankert sein.

(2) Bei Bewehrung unter Zug, bei der Betonausbruch oder lokaler Betonausbruch verhindert wird oder nach EN 1992-4 nicht relevant ist, und bei Bewehrung unter Druck müssen die Verbundtragfähigkeit und die Übertragung der Kräfte auf die Bewehrung des Bauteils entsprechend den Festlegungen nach Abschnitt 11 nachgewiesen werden. Anderenfalls muss das Befestigungsmittel oder der Bewehrungsanschluss nach EN 1992-4 nachgewiesen werden.

(3) Lokal begrenzte und auf das gesamte Tragwerk bezogene Auswirkungen von Befestigungsmitteln müssen in der Bemessung des Grundbauteils nach diesem Eurocode berücksichtigt werden. Befestigungsmittel müssen nach EN 1992-4 bemessen und konstruiert werden.

ANMERKUNG Zu Anforderungen an nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse siehe auch C.8.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

5 Baustoffe

5.1 Beton

5.1.1 Allgemeines

(1) Der Unterabschnitt 5.1 enthält Festlegungen für Normal- und Schwerbeton.

ANMERKUNG 1 Spezielle Regeln für Stahlfaserbeton sind in Anhang L enthalten.

ANMERKUNG 2 Spezielle Regeln für Leichtbeton sind in Anhang M enthalten.

ANMERKUNG 3 Spezielle Regeln für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung sind in Anhang N enthalten.

(2) Die Bemessungsregeln in diesem Eurocode gelten für Tragwerke aus Beton nach EN 206.

5.1.2 Eigenschaften und Randbedingungen

(1) Die festgelegten Eigenschaften und Randbedingungen von Beton, die für die Bemessung und Konstruktion nach diesem Eurocode erforderlich sind, sollten mindestens einschließen:

— Festigkeitsklasse des Betons nach 5.1.3(3);

— Korngrößen (D_{upper} und D_{lower}) nach EN 206;

— Expositionsklasse bezüglich Umgebungsbedingungen nach Abschnitt 6[N5];

— Chloridklasse nach EN 206;

— Ausführungsklasse nach EN 13670, siehe Abschnitt 6.

(2) Die folgenden Eigenschaften dürfen entweder in Übereinstimmung mit den Festlegungen nach 5.1 ermittelt, oder durch Prüfung bestimmt oder für Sonderfälle festgelegt werden:

— Zugfestigkeit (f_{ctm}, $f_{\text{ctk0,05}}$, $f_{\text{ctk0,95}}$);

— Elastizitätsmodul (E_{cm});

— Poissonzahl;

— Wärmeausdehnungskoeffizient ($\alpha_{\text{c,th}}$);

— Kriechzahl (φ) nach 5.1.5 oder Anhang B;

— Schwinddehnung (ε_{cs}) nach 5.1.5 oder Anhang B;

— Betondichte nach 5.1.6 oder Anhang M und Anhang N.

N5 Dieser Anstrich muss richtig heißen: „Expositionswiderstandsklassen nach Abschnitt 6 bzw. Expositionsklasse mit Anhang P.“ Muss in der englischen Referenzklasse geändert werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Die Bemessungseigenschaften von Beton dürfen für Betriebstemperaturen zwischen −40 °C und +100 °C verwendet werden.

(4) Versuchsgestützte Nachweise sollten in Fällen angewendet werden, in denen ein Bauteil oder Tragwerk auf eine dieser Eigenschaften empfindlich reagiert, und für die keine frühere Erfahrung oder festgelegte Praxis besteht, die zeigt, dass derartige Nachweise nicht erforderlich sind.

ANMERKUNG Für die versuchsgestützte Bestimmung der Kriech- und Schwindwerte siehe Anhang B.

5.1.3 Festigkeit

(1) Die Betondruckfestigkeit muss mit Betondruckfestigkeitsklassen bezeichnet werden, die sich auf die charakteristische (5 %) Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} des Betons nach EN 206 beziehen, die bei einem Alter t_{ref} bestimmt wird.

(2) Der Wert für t_{ref}:

(i) sollte im Allgemeinen mit 28 Tagen angesetzt werden; oder

(ii) darf zwischen 28 Tagen und 91 Tagen angesetzt werden, sofern für ein Projekt festgelegt.

(3) Die für die Bemessung erforderlichen Druckfestigkeits- und Zugfestigkeitseigenschaften sollten Tabelle 5.1 entnommen werden.

Tabelle 5.1 — Druck- und Zugfestigkeit von Beton [MPa]

f	Druckfestigkeitsklassen für Beton [EN 206]															Gleichungen zur Berechnung
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105	C100/115	
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100	–
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,3	4,5	4,7	4,9	5,1	$f_{ctm} = 0{,}3 f_{ck}^{2/3}$ ($f_{ck} \leq 50$ MPa) $f_{ctm} = 1{,}1 f_{ck}^{1/3}$ ($f_{ck} > 50$ MPa)
$f_{ctk;0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	2,9	3,0	3,2	3,3	3,5	3,6	$f_{ctk;0,05} = 0{,}7 f_{ctm}$ (5 %-Quantil)
$f_{ctk;0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,4	5,6	5,9	6,2	6,4	6,6	$f_{ctk;0,95} = 1{,}3 f_{ctm}$ (95 %-Quantil)

ANMERKUNG 1 Alle Druckfestigkeitsklassen gelten, es sei denn, ein Nationaler Anhang schließt spezifische Klassen aus.

ANMERKUNG 2 Dazwischen liegende Druckfestigkeitsklassen können verwendet werden, sofern sie in einem Nationalen Anhang enthalten sind.

ANMERKUNG 3 Das Verhältnis zwischen der Würfeldruckfestigkeit und der Zylinderdruckfestigkeit wird in EN 206 behandelt.

ANMERKUNG 4 Zu Beschränkungen des Anwendungsbereichs zur Anwendung von Tabelle 5.1 auf Leichtbeton oder Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung siehe Anhang M bzw. Anhang N.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG 5 Die Abschnitte zur Bemessung im SLS und zur Mindestbewehrung berücksichtigen eine Überfestigkeit der Zugfestigkeit in einer Klasse zwischen $f_{ctk;0,05}$ und $f_{ctk;0,95}$.

(4) Falls erforderlich, sollte die Betondruckfestigkeit $f_{ck}(t)$ für die Zeitpunkte t bestimmt werden, die vor oder nach t_{ref} für eine Anzahl von Phasen (z. B. Ausschalen, Entfernen der Hilfsabstützungen, Übertragung der Vorspannung) liegen können.

(5) Wenn die Betonzugfestigkeit mit derselben Häufigkeit wie die Druckfestigkeit geprüft und dokumentiert wird, darf alternativ zu Tabelle 5.1 eine statistische Analyse der Prüfergebnisse als Grundlage der Festlegung der Zugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$ und f_{ctm} durchgeführt werden.

(6) Sofern kein Nachweis durch Prüfung vorliegt, sollte die zeitabhängige Entwicklung der Betonfestigkeit nach Anhang B geschätzt werden.

5.1.4 Elastische Verformung

(1) Die Werte des Elastizitätsmoduls von Beton sollten spezifisch beurteilt werden, wenn das Tragwerk wahrscheinlich empfindlich auf Abweichungen von den rechnerischen Richtwerten nach (2) reagiert.

ANMERKUNG Die elastischen Verformungen von Beton hängen in hohem Maße von seiner Zusammensetzung (vor allem von der Gesteinskörnung) ab.

(2) Als rechnerische Richtwerte für den Elastizitätsmodul E_{cm} dürfen angesetzt werden:

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}{}^{1/3} \tag{5.1}$$

Bei Betonsorten mit quarzithaltigen Gesteinskörnungen darf $k_E = 9\,500$ angenommen werden. Bei anderen Arten von Gesteinskörnungen kann k_E zwischen 5 000 und 13 000 schwanken.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang eines Landes kann zusätzliche Angaben zum Wert k_E enthalten.

ANMERKUNG 2 E_{cm} beruht auf dem Sekantenmodul zwischen $\sigma_c = 0$ und $\sigma_c = 0{,}4 f_{cm}$.

(3) Die Poissonzahl darf für ungerissenen Beton mit 0,2 und für unter Zug gerissenen Beton zu Null angesetzt werden.

5.1.5 Kriechen und Schwinden

(1) Die Kriechdehnung von Beton $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ im Alter t bei konstanter Druckspannung σ_c, aufgebracht im Betonalter t_0, muss wie folgt berechnet werden:

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \varphi(t,t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \tag{5.2}$$

Dabei ist

E_c der Elastizitätsmodul als Tangentenmodul, der als $1{,}05 E_{cm}$ angesetzt oder nach Gleichung (B.21) genauer berechnet werden kann.

ANMERKUNG Kriechen und Schwinden des Betons hängen hauptsächlich von der Umgebungsfeuchte, den Bauteilmaßen, der Betonzusammensetzung und den Nachbehandlungsbedingungen ab. Das Kriechen wird auch vom Grad der Erhärtung des Betons beim erstmaligen Aufbringen der Last sowie von der Dauer und der Größe der Beanspruchung beeinflusst.

(2) Falls die Druckspannung des Betons im Alter t_0 unter den quasi-ständigen Einwirkungskombinationen $0{,}40 f_{cm}(t_0)$ nicht überschreitet und wenn keine hohe Genauigkeit erforderlich ist, dürfen die Werte nach Tabelle 5.2 als die Kriechzahl $\varphi(50y,t_0)$ bei unbewehrtem Beton angenommen werden. Wenn eine genauere Vorhersage des Kriechens erforderlich ist, sollte Anhang B angewendet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Anhang B enthält weitere Angaben und Hinweise, einschließlich der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der zeitlichen Entwicklung des Kriechens.

Tabelle 5.2 — Kriechzahl $\varphi(50y,t_0)$ von unbewehrtem Beton nach 50 Jahren Beanspruchung

Betonalter bei Belastungsbeginn t_0 [d] für Klassen der Festigkeitsentwicklung von Beton[a]			Trockene atmosphärische Bedingungen (RH = 50 %) h_n[b] [mm]				Feuchte atmosphärische Bedingungen (RH = 80 %) h_n[b] [mm]			
CS	**CN**	**CR**	**100**	**200**	**500**	**1 000**	**100**	**200**	**500**	**1 000**
3	**1**	**1**	4,2	3,8	3,4	3,1	3,0	2,8	2,6	2,5
10	**7**	**3**	3,1	2,8	2,5	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9
32	**28**	**23**	2,4	2,2	1,9	1,8	1,7	1,6	1,6	1,5
91	**91**	**91**	1,9	1,7	1,5	1,4	1,4	1,3	1,2	1,2
365	**365**	**365**	1,4	1,3	1,1	1,0	1,0	0,9	0,9	0,8
Korrekturfaktor A			0,82	0,79	0,75	0,72	0,71	0,68	0,66	0,64

ANMERKUNG 1 Für Geometrien außerhalb des angegebenen Bereichs der rechnerischen Querschnittsdicke sollte Anhang B angewendet werden.

ANMERKUNG 2 Die Werte der Kriechzahl gelten für $f_{ck,28}$ = 35 MPa. Bei einer anderen Festigkeit im Bereich von 12 MPa $\leq f_{ck,28} \leq$ 100 MPa sollten die Werte mit dem Faktor $35/(f_{ck,28})^A$ multipliziert werden; dabei ist A der Korrekturfaktor in der Tabelle.

ANMERKUNG 3 Die Kriechzahlen sind Mittelwerte mit einer Schwankungsbreite von etwa 30 %.

[a] Die Klassen CS bzw. CN bzw. CR stehen für eine langsame bzw. normale bzw. schnelle Entwicklung der Betonfestigkeit, siehe B.3(1).

[b] h_n ist die rechnerische Querschnittsdicke mit = $2A_c/u$, wobei A_c die Betonquerschnittsfläche ist und u die Umfangslänge der der Trocknung ausgesetzten Oberfläche.

(3) Wenn die Betondruckspannung im Alter t_0 den Wert $0{,}40f_{cm}(t_0)$ unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination übersteigt, sollte die Nichtlinearität des Kriechens berücksichtigt werden. In diesen Fällen muss die nichtlineare rechnerische Kriechzahl nach Anhang B ermittelt werden.

(4) Die Werte für das gesamte Schwinden nach 50 Jahren bei unbewehrtem Beton dürfen Tabelle 5.3(NDP) entnommen werden. Wenn eine genauere Prognose zum Schwinden erforderlich ist, sollte Anhang B angewendet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 5.3(NDP) — Nennwerte der Gesamtschwinddehnung $\varepsilon_{cs,50y}$ [‰] von Beton nach einer Trocknungsdauer von 50 Jahren

Entwicklung der Festigkeit von Beton[a]	$f_{ck,28}$	Trockene atmosphärische Bedingungen (RH = 50 %) h_n [mm]				Feuchte atmosphärische Bedingungen (RH = 80 %) h_n [mm]			
		100	200	500	1 000	100	200	500	1 000
Klasse CS	20	0,57	0,56	0,48	0,36	0,33	0,32	0,28	0,21
	35	0,53	0,51	0,45	0,35	0,31	0,31	0,27	0,22
	50	0,49	0,48	0,43	0,35	0,30	0,29	0,27	0,23
Klasse CN	20	0,67	0,65	0,56	0,41	0,38	0,37	0,32	0,24
	35	0,60	0,59	0,51	0,39	0,34	0,34	0,30	0,24
	50	0,55	0,54	0,48	0,37	0,31	0,31	0,28	0,23
	80	0,48	0,48	0,43	0,36	0,30	0,30	0,28	0,25
Klasse CR	35	0,76	0,74	0,65	0,48	0,42	0,41	0,36	0,28
	50	0,67	0,66	0,58	0,44	0,36	0,35	0,32	0,26
	80	0,55	0,54	0,49	0,39	0,31	0,30	0,28	0,25

ANMERKUNG 1 Die Werte nach Tabelle 5.3(NDP) gelten, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

ANMERKUNG 2 Die Werte sind Mittelwerte mit einer Schwankungsbreite von etwa 30 %.

ANMERKUNG 3 Die rechnerische Querschnittsdicke h_n wird in den Anmerkungen zu Tabelle 5.2 definiert.

[a] Die Klassen CS bzw. CN bzw. CR stehen für eine langsame bzw. normale bzw. schnelle Entwicklung der Betonfestigkeit, siehe B.3(1).

5.1.6 Annahmen für die Bemessung

(1) Der Bemessungswert der Druckfestigkeit muss angesetzt werden als:

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot k_{tc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \tag{5.3}$$

Dabei ist

η_{cc} ein Faktor zur Berücksichtigung der Differenz zwischen der ungestörten Druckfestigkeit eines Zylinders und der wirksamen Druckfestigkeit, die im tragenden Bauteil angenommen werden kann. Sie muss angesetzt werden als:

$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1{,}0 \tag{5.4}$$

k_{tc} ein Faktor zur Berücksichtigung hoher Langzeitbelastung und der Belastungsdauer auf die Druckfestigkeit des Betons.

ANMERKUNG Der Wert beträgt $k_{tc} = 1{,}00$ bei $t_{ref} \leq 28$ Tage bei Beton der Klassen CR und CN und $t_{ref} \leq 56$ Tage bei Beton der Klasse CS, und $k_{tc} = 0{,}85$ für andere Fälle, einschließlich wenn $f_{ck}(t)$ nach 5.1.3(4) bestimmt wird, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Der Bemessungswert der Zugfestigkeit f_{ctd} muss angesetzt werden als:

$$f_{\mathrm{ctd}} = k_{\mathrm{tt}} \frac{f_{\mathrm{ctk,0,05}}}{\gamma_{\mathrm{C}}} \tag{5.5}$$

Dabei ist

k_{tt} ein Faktor zur Berücksichtigung hoher Langzeitbelastung und der Belastungsdauer auf die Zugfestigkeit des Betons.

ANMERKUNG Der Wert beträgt $k_{\mathrm{tt}} = 0{,}80$ bei $t_{\mathrm{ref}} \leq 28$ Tage bei Beton der Klassen CR und CN und $t_{\mathrm{ref}} \leq 56$ Tage bei Beton der Klasse CS, und $k_{\mathrm{tt}} = 0{,}70$ für andere Fälle, einschließlich wenn $f_{\mathrm{ck}}(t)$ nach 5.1.3(4) bestimmt wird, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

(3) Das Verhältnis zwischen σ_{c} und ε_{c} unter Druckbeanspruchung, dargestellt in Bild 5.1 und beschrieben durch Gleichung (5.6), darf zur Modellierung der Reaktion des Betons auf kurzzeitigen, einaxialen Druck verwendet werden.

$$\frac{\sigma_{\mathrm{c}}}{f_{\mathrm{cm}}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \tag{5.6}$$

Dabei wird

f_{cm} nach Tabelle 5.1 bestimmt;

$$k = 1{,}05\, E_{\mathrm{cm}} \cdot \varepsilon_{\mathrm{c1}} / f_{\mathrm{cm}} \tag{5.7}$$

$$\eta = \varepsilon_{\mathrm{c}} / \varepsilon_{\mathrm{c1}} \tag{5.8}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{c1}}\,[‰] = 0{,}7 f_{\mathrm{cm}}{}^{1/3} \leq 2{,}8\ ‰ \tag{5.9}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{c}} < \varepsilon_{\mathrm{cu1}}\,[‰] = 2{,}8 + 14 \cdot (1 - f_{\mathrm{cm}}/108)^4 \leq 3{,}5\ ‰ \tag{5.10}$$

ANMERKUNG Vereinfachte Spannungsverteilungen in Querschnitten zur Bestimmung des Widerstands gegen Normalkraft- und Biegeauswirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind in 8.1.2 enthalten.

(4) Andere idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linien dürfen verwendet werden, wenn sie das Verhalten des untersuchten Betons angemessen wiedergeben.

Bild 5.1 — Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton unter Druck

(5) Sofern keine genaueren Werte verfügbar sind, darf die mittlere Rohdichte von bewehrtem Normalbeton zu Zwecken der Bemessung und Konstruktion mit 2 500 kg/m³ und für unbewehrten Normalbeton mit 2 400 kg/m³ angesetzt werden.

(6) Liegen keine genaueren Angaben vor, darf der lineare Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_{\mathrm{c,th}}$ mit $10 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1} angesetzt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

5.2 Betonstahl

5.2.1 Allgemeines

(1) Der Unterabschnitt 5.2 enthält Festlegungen für die folgenden Arten von Betonstählen, die für die Bemessung und Konstruktion von Betontragwerken in Übereinstimmung mit diesem Eurocode geeignet sind:

— schweißbarer gerippter und profilierter Betonstahl in Form von Betonstabstahl, einschließlich gerichteter Stäbe;

— schweißbarer gerippter und profilierter Betonstahl in Form von geschweißten Betonstahlmatten und Gitterträgern.

ANMERKUNG Anhang I enthält Informationen für die Beurteilung von bestehenden Tragwerken mit glatten Stäben. Diese Regeln können auch auf neue Tragwerke angewendet werden, bei denen glatte Querkraft- oder glatte Umschnürungsbewehrung verwendet wird.

(2) Die Regeln in diesem Eurocode dürfen auf Stabdurchmesser angewendet werden:

— von gerippter Bewehrung mit $\phi \leq 50$ mm;

— von profilierter Bewehrung mit $\phi \leq 14$ mm.

(3) Die Anforderungen an die Eigenschaften der Bewehrung gelten für den eingebauten Betonstahl, und für den Betriebstemperaturbereich von −40 °C bis +100 °C. Wenn durch die Art der Werkstattverarbeitung oder die Art der Bauausführung die Eigenschaften der Bewehrung beeinträchtigt werden können, müssen diese Eigenschaften nach derartigen Arbeitsgängen nachgewiesen werden.

(4) Die Bemessungsregeln in diesem Eurocode gelten für Tragwerke mit Betonstahl nach EN 10080.

ANMERKUNG 1 Zu Anforderungen an Betonstahl siehe C.4. Zu ergänzenden oder geänderten Regeln für nichtrostenden Betonstahl siehe Anhang Q.

ANMERKUNG 2 Solange die harmonisierten Produktnormen EN 10080 und prEN 10370 noch nicht veröffentlicht sind, kann ein Nationaler Anhang auf andere technische Spezifikationen verweisen, z. B. nationale Produktnormen für Betonstahl.

ANMERKUNG 3 Für andere Betonstahlprodukte die im Rahmen des Eurocode 2 zu verwenden sind, kann ein Nationaler Anhang ergänzende oder geänderte Regeln für die Bemessung und Konstruktion und die bauliche Durchbildung angeben, die auf einschlägige technische Produktspezifikationen und nationale Praxis verweisen.

5.2.2 Eigenschaften

(1) Die festgelegten Eigenschaften von Betonstahl, die für die Bemessung und Konstruktion nach diesem Eurocode erforderlich sind, müssen mindestens Folgendes einschließen:

— Festigkeitsklasse nach Tabelle 5.4 und Tabelle C.1;

— Duktilitätsklasse nach Tabelle 5.5 und Tabelle C.2;

— Durchmesser oder Abmessung;

— Ausführungsklasse nach EN 13670.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Die folgenden Eigenschaften von Betonstahl dürfen in Übereinstimmung mit den Festlegungen nach 5.2.2 ermittelt werden:

— Streckgrenze f_{yk} oder $f_{0,2k}$;

— Spannungsverhältnis $(f_t/f_y)_k$;

— Dehnung bei Höchstlast ε_{uk};

— *S-N*-Ermüdungsfestigkeitskurven, siehe Anhang E.

(3) Betonstahl, der für die Bemessung und Konstruktion von Betontragwerken in Übereinstimmung mit diesem Eurocode geeignet ist, muss die Anforderungen nach C.4 erfüllen.

(4) Betonstahl muss hinsichtlich der Festigkeits- und Duktilitätsklasse nach Tabelle 5.4 und Tabelle 5.5 eindeutig identifizierbar sein. Für Anforderungen an die Klassifizierung von Stahlprodukten auf der Grundlage deklarierter Eigenschaften siehe C.4.

Tabelle 5.4 — Festigkeitsklassen von Betonstahl

Eigenschaften für Spannungs-Dehnungs-Linie (Bild 5.2)	Festigkeitsklasse des Betonstahls					
	B400	**B450**	**B500**	**B550**	**B600**	**B700**
Charakteristischer Wert f_{yk} [MPa]	400	450	500	550	600	700
ANMERKUNG Alle Festigkeitsklassen gelten, es sei denn, ein Nationaler Anhang schließt spezifische Klassen aus. Dazwischen liegende Festigkeitsklassen können verwendet werden, sofern sie in einem Nationalen Anhang enthalten sind.						

Tabelle 5.5 — Duktilitätsklassen von Betonstahl

Eigenschaften für Spannungs-Dehnungs-Linie (Bild 5.2)	Duktilitätsklasse des Betonstahls		
	A	**B**	**C**
Charakteristischer Wert von $k = (f_t/f_y)_k$	1,05	1,08	1,15 bis 1,35
Charakteristische Dehnung bei Höchstkraft ε_{uk}	2,5 %	5,0 %	7,5 %

5.2.3 Schweißen von Bewehrungsstäben

(1) Schweißverbindungen an Bewehrungsstäben müssen bemessen und konstruktiv gestaltet werden und Schweißnähte müssen in den bautechnischen Unterlagen festgelegt werden.

(2) Wenn die Belastung vorwiegend ruhend ist, müssen die Schweißarbeiten nach EN ISO 17660 ausgeführt werden.

(3) Wenn die Belastung nicht vorwiegend ruhend ist, oder wenn Ermüdung berücksichtigt wird, müssen die Schweißnähte nach prEN 1993 (alle Teile) bemessen und konstruktiv gestaltet werden.

ANMERKUNG Weiterführende Festlegungen bezüglich des Schweißens von Bewehrung können in einem Nationalen Anhang angegeben werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

5.2.4 Annahmen für die Bemessung

(1) Die Bemessung sollte auf Grundlage der Nennquerschnittsfläche der Bewehrung und der Bemessungswerte, die aus den charakteristischen Werten nach 5.2.2 abgeleitet werden, durchgeführt werden, wobei:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S \text{ bzw. } f_{yd} = f_{0,2k}/\gamma_S \tag{5.11}$$

(2) Bei der Bemessung darf eine der folgenden Annahmen getroffen werden (siehe Bild 5.2):

a) ein ansteigender nach-elastischer Ast mit einem Dehnungsgrenzwert $\varepsilon_{ud} \leq 0{,}9\varepsilon_{uk}$ und einer Höchstspannung von $k \cdot f_{yk}/\gamma_S$ bei ε_{uk}, wobei $k = (f_t/f_y)_k$ ist;

b) ein horizontaler nach-elastischer Ast ohne Dehnungsgrenzwert.

Legende
1 Bezugskurve
2 Bemessungskurven

Bild 5.2 — Spannungs-Dehnungs-Linien für Betonstahl (für Zug und Druck)

(3) Sofern keine genaueren Werte vorliegen, darf angenommen werden, dass der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls E_s für schweißbaren Betonstahl 200 000 MPa beträgt.

(4) Für Bemessungszwecke darf für die Dichte des Betonstahls ein Mittelwert von 7 850 kg/m^3 angesetzt werden.

(5) Der Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_{s,th}$ für schweißbaren Betonstahl darf mit $10 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1} angesetzt werden, sofern keine genaueren Werte vorliegen.

5.2.5 Mechanische Verbindungen von Bewehrungsstäben

(1) Mechanische Verbindungen zur Herstellung von Stößen von Bewehrungsstäben müssen in Bezug auf die statische Festigkeit und Duktilität der gestoßenen Bewehrung mindestens die gleiche Leistung aufweisen.

(2) Es darf angenommen werden, dass mechanische Verbindungen, die die Anforderungen nach C.6 erfüllen, der Anforderung nach (1) entsprechen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

5.2.6 Bewehrungsstäbe mit Kopf

(1) Köpfe zur Verankerung von Bewehrungsstäben müssen bei der Prüfung im Bezug auf die Festigkeit und Duktilität mindestens die gleiche Leistung wie der Bewehrungsstab aufweisen. Der Kopf muss auf eine Weise am Bewehrungsstab befestigt werden, die nachweisbar eine angemessene Robustheit bietet.[N6]

(2) Es darf angenommen werden, dass Bewehrungsstäbe mit Kopf, die die Anforderungen nach C.7 für die geeignete Kategorie erfüllen, den Anforderungen nach (1) entsprechen.

5.3 Spannstahl

5.3.1 Allgemeines

(1) Der Unterabschnitt 5.3 enthält Festlegungen für Spannstahl in Form von Drähten, Litzen und Stäben, die für die Bemessung und Konstruktion von Betontragwerken in Übereinstimmung mit diesem Eurocode geeignet sind.

(2) Die Anforderungen an die Eigenschaften des Spannstahls gelten für den Baustoff, wie im fertigen Tragwerk eingebaut, und für den Betriebstemperaturbereich von −40 °C bis +100 °C, mit Ausnahme der Relaxation nach Tabelle B.4[N7].

(3) Die Bemessungsregeln in diesem Eurocode gelten für Tragwerke mit Spannstahl nach prEN 10138 (alle Teile) (siehe C.5).

ANMERKUNG Solange die harmonisierte Produktnorm prEN 10138 (alle Teile) noch nicht veröffentlicht ist, kann ein Nationaler Anhang auf andere technische Spezifikationen verweisen, z. B. nationale Produktnormen für Spannstahl.

5.3.2 Eigenschaften

(1) Die festgelegten Eigenschaften von Spannstahl, die für die Bemessung und Konstruktion nach diesem Eurocode erforderlich sind, müssen mindestens Folgendes einschließen:

— Festigkeitsklasse nach Tabelle 5.6;

— Produkttyp von Draht, Litze oder Stab;

— Durchmesser oder Abmessung;

— Ausführungsklasse nach EN 13670.

(2) Die folgenden Eigenschaften von Spannstahl dürfen in Übereinstimmung mit den Festlegungen nach 5.3 ermittelt werden:

— 0,1 %-Dehngrenze $f_{p0,1k}$;

— Zugfestigkeit f_{pk};

— Spannungsverhältnis ($f_{pk}/f_{p0,1k}$);

— Dehnung bei Höchstlast ε_{uk};

— *S*-*N*-Ermüdungsfestigkeitskurven, siehe Anhang E.

N6 Löschung des letzten Satzes wird auch für die englische Referenzfassung vorgeschlagen.

N7 In der englischen Referenzfassung wird hier fälschlicherweise auf Tabelle 5.6 verwiesen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 5.6 — Festigkeitsklassen von Spannstahl

Eigenschaften im Spannungs-Dehnungs-Diagramm (Bild 5.3) (charakteristische Werte)	(a) Drähte[a]			
	Y1570	**Y1670**	**Y1770**	**Y1860**
Dehngrenze $f_{p0,1k}$ [MPa]	1 380	1 470	1 550	1 650
Zugfestigkeit f_{pk} [MPa]	1 570	1 670	1 770	1 860
	(b) Litzen[a]			
	Y1770	**Y1860**	**Y1960**	**Y2060**
Dehngrenze $f_{p0,1k}$ [MPa]	1 550	1 650	1 740	1 810
Zugfestigkeit f_{pk} [MPa]	1 770	1 860	1 960	2 060
	(c) Stäbe[a]			
	Y1030	**Y1050**	**Y1100**	**Y1230**
Dehngrenze $f_{p0,1k}$ [MPa]	830	950	890	1 080
Zugfestigkeit f_{pk} [MPa]	1 030	1 050	1 100	1 230

ANMERKUNG 1 Alle Festigkeitsklassen gelten, es sei denn, ein Nationaler Anhang schließt spezifische Klassen aus. Dazwischenliegende Festigkeitsklassen können verwendet werden, sofern sie in einem Nationalen Anhang enthalten sind.

ANMERKUNG 2 Zu Anforderungen an die Klassifizierung von Stahlprodukten siehe C.5.

[a] In allen Festigkeitsklassen beträgt der Duktilitätswert von $k = (f_{pk}/f_{p0,1k}) = 1{,}1$ und die charakteristische Dehnung bei Höchstkraft $\varepsilon_{uk} = 3{,}5$ %.

(3) Spannstahl, der für die Bemessung und Konstruktion von Betontragwerken in Übereinstimmung mit diesem Eurocode geeignet ist, muss die Anforderungen nach C.5 erfüllen.

(4) Bei der Bemessung dürfen genauere Angaben auf Grundlage von Fertigungsdaten des Spannstahls verwendet werden, z. B. Spannungs-Dehnungs-Linien, Elastizitätsmodul und isothermische Spannungsrelaxation.

5.3.3 Annahmen für die Bemessung

(1) Die Bemessung sollte auf Grundlage der Nennquerschnittsfläche des Spannstahls und der Bemessungswerte, die aus den charakteristischen Werten nach 5.3.2 abgeleitet werden, durchgeführt werden, wobei:

$$f_{pd} = f_{p0,1k}/\gamma_S \tag{5.12}$$

(2) Bei der Bemessung darf eine der folgenden Annahmen getroffen werden (siehe Bild 5.3):

a) ein ansteigender nach-elastischer Ast mit einem Dehnungsgrenzwert $\varepsilon_{ud} \leq 0{,}9\varepsilon_{uk}$ und einer Höchstspannung von f_{pk}/γ_S bei ε_{uk};

b) oder ein horizontaler nach-elastischer Ast ohne Dehnungsgrenzwert.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende
1 Bezugskurve
2 Bemessungskurven

Bild 5.3 — Spannungs-Dehnungs-Linie für Spannstahl (ausschließlich Zug)

(3) Der Bemessungswert für den Elastizitätsmodul E_p darf mit 200 000 MPa angesetzt werden. Wenn genauere Werte erforderlich sind, sollten Werte aus Prüfzertifikaten[N8] verwendet werden.

ANMERKUNG Der tatsächliche Wert des Elastizitätsmoduls für Drähte beträgt 205 000 MPa. Je nach Herstellungsverfahren und der geometrischen Konfiguration des Spannstahls kann er bei Litzen zwischen 190 000 MPa und 200 000 MPa liegen. Bei Stäben beträgt der Modul 205 000 MPa, allerdings kann der Sekantenmodul zwischen 0 und $0{,}7f_{pk}$ je nach Herstellungsverfahren so niedrig sein wie 170 000 MPa.

(4) Für Bemessungszwecke darf für die Dichte des Spannstahls ein Mittelwert von 7 850 kg/m^3 angesetzt werden.

(5) Der Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_{s,th}$ für Spannstahl darf mit $10 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1} angesetzt werden, sofern keine genaueren Werte vorliegen.

(6) Der Relaxationsverlust darf entweder nach Tabelle B.4 oder anhand der Prüfzertifikate des Herstellers ermittelt werden, die für die Auswirkungen der Anfangsspannungen und Zeit nach Anhang B angepasst wurden.

5.4 Spannverfahren

5.4.1 Allgemeines

(1) Spannverfahren, einschließlich Spanngliedverankerungen und Spanngliedkopplungen, die für die Bemessung und Konstruktion von Betontragwerken nach diesem Eurocode geeignet sind, sollten Leistungsmerkmale bezüglich des Widerstands gegen statische Last und Dehnung, des Widerstands gegen Ermüdung und der Lastübertragung auf das Tragwerk in Übereinstimmung mit dem Europäischen Bewertungsdokument EAD 160004-00-0301 aufweisen.

N8 Vorschlag auch für die englische Referenzfassung: „aus der Leistungserklärung“, „from Declaration of Performance

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Mindestens die folgenden Angaben müssen in der technischen Dokumentation der Spannverfahren als Grundlage für die Bemessung und Konstruktion von Betontragwerken nach diesem Eurocode angegeben werden:

— Produkttyp und Eigenschaften des Spannstahls;

— Anwendungsarten von Spanngliedern;

— Typen und Maße von Hüllrohren, Verankerungen und Spanngliedkopplungen;

— Anordnung und bauliche Durchbildung von Spanngliedunterstützungen;

— Mindestabstand und Randabstände von Verankerungen und Spanngliedkopplungen mit entsprechender lokaler Verankerungszonenbewehrung abhängig von der Betondruckfestigkeit;

— Mindestradien der Spanngliedkrümmung;

— Reibungsbeiwert;

— Ankerschlupf;

— Angaben zum Korrosionsschutz als Funktion des Schutzgrads des Spannglieds.

(3) Spannglieder müssen entlang der Spanngliedlänge und an Verankerungen ausreichend und dauerhaft gegen Korrosion geschützt sein.

(4) Interne Spannglieder im nachträglichen Verbund dürfen unterschiedliche Korrosionsschutzgrade aufweisen:

— Schutzgrad 1: in einem Metallhüllrohr verpresstes Spannglied.

— Schutzgrad 2: Spannglied ist vollständig in einem verpressten Polymerhüllrohr mit Ankerkappen eingeschlossen.

— Schutzgrad 3: Spannglied ist vollständig in einem verpressten Polymerhüllrohr mit Ankerkappen eingeschlossen und die Umhüllung ist durch elektrische Widerstandsmessung oder gleichwertige Verfahren überwachbar.

ANMERKUNG Für die Beurteilung von Schutzgraden von Spanngliedern und Polymerhüllrohren siehe *fib* Bulletin 75.

5.4.2 Verankerungsbereiche

(1) Die Festigkeit von Verankerungs- und Kopplungsvorrichtungen und des Verankerungsbereichs muss ausreichen, um die Kraft des Spannglieds auf den Beton zu übertragen. Dabei darf die Rissbildung in den Verankerungsbereichen die Verankerungs- und Kopplungsvorrichtung nicht beeinträchtigen. Es darf angenommen werden, dass diese Anforderungen erfüllt sind, wenn:

— die bauliche Durchbildung der lokalen Verankerungsbereiche mit der technischen Dokumentation eines Spannverfahrens nach 5.4.1(1) übereinstimmt;

— die Bemessung und bauliche Durchbildung des allgemeinen Verankerungsbereichs mit 11.6.4 übereinstimmen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

6 Dauerhaftigkeit

6.1 Allgemeines

(1) Ein dauerhaftes Tragwerk muss die Anforderungen an Gebrauchstauglichkeit, Festigkeit und Stabilität während seiner gesamten geplanten Nutzungsdauer ohne wesentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften bei einem erwarteten Instandhaltungsaufwand ohne größeren Reparaturbedarf in Übereinstimmung mit den allgemeinen Anforderungen nach prEN 1990 erfüllen.

(2) Der erforderliche Schutz des Tragwerks gegen Schädigungen muss unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen, des Verwendungszwecks, der geplanten Nutzungsdauer sowie der Instandhaltungsprogramme und -maßnahmen festgelegt werden.

(3) Betontragwerke, die den Festlegungen dieser Norm, EN 206 und EN 13670 entsprechen, werden als ausreichend dauerhaft angesehen. Zusätzlich zum SLS und ULS sollten Anforderungen an die Dauerhaftigkeit berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 1 Zum Zweck der Beurteilung der Dauerhaftigkeit gilt das Ende der geplanten Nutzungsdauer als erreicht, wenn Korrosionsangriff in der Bewehrung und/oder Verlust an der Betonrandzone oder der Betonfestigkeit des tragenden Bauteils in einem Ausmaß vorliegt, das seine Leistung beeinträchtigt.

ANMERKUNG 2 Korrosionsangriff kann anhand des Verlusts von Stabdurchmesser im Fall von Angriff durch Karbonatisierung und anhand der Lochfraßkorrosionstiefe im Fall eines Angriffs durch Chloride beurteilt werden.

(4) Der mögliche Einfluss von direkten und indirekten Einwirkungen (wie Temperatur, Schwinden und Kriechen), Umgebungsbedingungen sowie daraus folgenden Auswirkungen muss berücksichtigt werden.

(5) Der Korrosionsschutz der Bewehrung hängt von der Qualität, der Dicke und dem Ausmaß der Rissbildung des Betons im Bereich der Betondeckung ab.

(6) Wenn metallische Befestigungsmittel nicht vollständig im Beton eingebettet sind, sollten sie aus korrosionsbeständigem Material bestehen. Befestigungsmittel mit Schutzbeschichtung dürfen unter exponierten Bedingungen verwendet werden, sofern es möglich ist, sie zu überprüfen und zu ersetzen oder zu reparieren.

(7) Weitere Anforderungen, die über diesen Abschnitt hinausgehen, sollten für spezielle Situationen berücksichtigt werden (z. B. für Tragwerke mit vorübergehender oder besonders langer Nutzungsdauer, Tragwerke unter extremen oder unüblichen Einwirkungen oder außergewöhnlichen Expositionsbedingungen usw.).

6.2 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit

(1) Um die geplante Nutzungsdauer des Tragwerks zu erreichen, müssen geeignete Maßnahmen ergriffen werden, die jedes einzelne Betonbauteil vor den jeweiligen Umwelteinwirkungen schützen.

(2) Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit müssen in allen Phasen berücksichtigt werden, einschließlich:

— Tragwerksentwurf;

— Baustoffauswahl;

— Konstruktionsdetails;

— Bauausführung;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— Qualitätsmanagement;

— Instandhaltung über die Nutzungsdauer[N9].

(3) Sofern geeignet, sollten besondere Schutzmaßnahmen berücksichtigt werden (z. B. Beschichtung der Betonoberfläche, kathodischer Korrosionsschutz, Korrosionsinhibitoren oder Betonstahl mit metallischen oder nichtmetallischen Beschichtungen). Für diese Situationen sollten die Auswirkungen auf alle maßgebenden Baustoffeigenschaften und Bemessungsparameter, z. B. den Verbund, berücksichtigt werden. Für nichtrostenden Betonstahl müssen die Festlegungen nach Anhang Q berücksichtigt werden.

6.3 Exposition durch Umgebungsbedingungen

(1) Die Expositionen durch Umgebungsbedingungen sind durch diejenigen chemischen, physikalischen und biologischen Bedingungen gekennzeichnet, denen das Tragwerk ausgesetzt ist (zusätzlich zu den mechanischen Einwirkungen). Die Expositionsbedingungen können sich je nach den verschiedenen Flächen oder Lagen eines Betonbauteils unterscheiden. Daraus folgt, dass, während der Beton die maßgebenden Anforderungen erfüllen muss, sich die Anforderungen an die Betondeckung der Bewehrung und die Begrenzung der Rissbildung unterscheiden können.

(2) Alle maßgebenden Formen von Angriff auf das Tragwerk müssen berücksichtigt werden. Die Arten des Angriffs umfassen:

— Alkali-Gesteinskörnungs-Reaktion (AAR);

— biologischen Angriff, z. B. hervorgerufen durch:

  — Algen;

  — Vegetation;

— chemischen Angriff, z. B. hervorgerufen durch die Nutzung des Gebäudes oder des Tragwerks (Lagerung von Flüssigkeiten, usw.):

  — saure Lösungen;

  — weiches Wasser;

  — Sulfate;

  — sonstige Chemikalien;

— späte Ettringitbildung (DEF)

— physikalischen Angriff, z. B. hervorgerufen durch:

  — Abrieb;

  — Temperaturänderung (einschließlich Frost-Tau-Wechsel);

  — Wassereintritt;

— Korrosion der Bewehrung, ausgelöst durch Karbonatisierung oder Eintrag von Chlorid;

N9 In der englischen Referenzfassung wird hier fälschlicherweise von „life-time“, statt „service-life“ gesprochen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— Korrosion der Bewehrung, ausgelöst durch Chloride in der Betonmischung;

— Spannungsrisskorrosion;

— Thaumasitbildung.

(3) Tabelle 6.1 legt Expositionsklassen für die häufigsten Expositionen durch Umgebungsbedingungen fest.

ANMERKUNG Hinweise für die Auswahl der Expositionsklassen (z. B. Expositionsdauer, RH-Grenzwerte in den XC-Klassen oder Grenzwerte für Chloridgehalte in den XD- und XS-Klassen sowie die Klassifizierung des Frost-Tau-Klimas in den XF-Klassen) können am Verwendungsort des Betons auf Grundlage der örtlichen geographischen und klimatischen Bedingungen, der Gepflogenheiten und der Schutzgrade auf nationaler Ebene festgelegt werden.

Tabelle 6.1 — Expositionsklassen in Bezug auf Umgebungsbedingungen

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Informative Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (NDP)
1. Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko		
Für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall:		
X0	Alle Expositionen, ausgenommen Frost-Tau-Wechsel, Abrieb oder chemischen Angriff.	Reine Betonbauteile ohne jede Bewehrung.
2. Korrosion von eingebettetem Metall, ausgelöst durch Karbonatisierung		
Wenn Beton mit Stahlbewehrung oder anderem eingebettetem Metall Luft und Feuchte ausgesetzt ist, muss die Exposition wie folgt klassifiziert werden:		
XC1	Trocken	Beton im Gebäudeinneren mit niedriger Luftfeuchte, wo die Korrosionsrate unerheblich sein wird.
XC2	Nass oder dauerhaft hohe Luftfeuchte, selten trocken	Betonoberflächen sind langem Wasserkontakt ausgesetzt oder dauerhaft in Wasser getaucht oder dauerhaft hoher Luftfeuchte ausgesetzt; viele Gründungen; Wasserbehälterbauwerke (nicht außen). ANMERKUNG 1 Auslaugung könnte ebenfalls Korrosion verursachen (siehe (5), XA-Klassen).
XC3	Mäßige Feuchte	Beton im Gebäudeinneren mit mäßiger Luftfeuchte und nicht dauerhaft hoher Luftfeuchte; vor Regen geschützter Beton im Außenbereich.
XC4	Wechselnd nass und trocken	Betonoberflächen, die wiederkehrendem Wasserkontakt ausgesetzt sind (z. B. Beton im Außenbereich, der nicht vor Regen geschützt ist, wie Wände und Fassaden).
3. Korrosion von eingebettetem Metall, ausgelöst durch Chloride		
Wenn Beton, der Stahlbewehrung oder anderes eingebettetes Metall enthält, chloridhaltigem Wasser, einschließlich Tausalz, aber ausgenommen Meerwasser, ausgesetzt ist, muss die Expositionsklasse wie folgt zugeordnet werden:		
XD1	Mäßige Feuchte	Betonoberflächen, die chloridhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind.
XD2	Nass, selten trocken	Schwimmbäder; Betonbauteile, die chloridhaltigen Industrieabwässern ausgesetzt sind. ANMERKUNG 2 Wenn der Chloridgehalt des Wassers ausreichend niedrig ist, gilt XD1.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Informative Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (NDP)
XD3	Wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken, die chloridhaltigem Wasser ausgesetzt sind; Betonstraßen, Fußwege und Parkdecks in Bereichen, in denen häufig Taumittel verwendet werden.
4. Korrosion von eingebettetem Metall, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser		
Wenn Beton, der Bewehrung oder anderes eingebettetes Metall enthält, Chloriden aus Meerwasser oder salzhaltiger Seeluft ausgesetzt ist, muss die Expositionsklasse wie folgt zugeordnet werden:		
XS1	Salzhaltige Luft, aber kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Bauwerke in Küstennähe oder an der Küste.
XS2	Ständig unter Wasser	Teile von Meeresbauwerken und Bauwerke in Meerwasser.
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Teile von Meeresbauwerken und Bauwerken, die sich zeitweise oder dauerhaft direkt oberhalb von Meerwasser befinden.
5. Frost-Tau-Wechsel		
Wenn durchfeuchteter Beton erheblichem Angriff durch Frost-Tau-Wechsel ausgesetzt ist, muss die Expositionsklasse wie folgt zugeordnet werden: Eine XF-Klassifizierung ist nicht in Fällen notwendig, in denen Frost-Tau-Wechsel selten sind.		
XF1	Mäßige Wassersättigung ohne Taumittel	Senkrechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind.
XF2	Mäßige Wassersättigung mit Taumittel	Senkrechte Betonoberflächen von Straßenbauwerken, die Frost und taumittelhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind.
XF3	Hohe Wassersättigung ohne Taumittel	Waagerechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind.
XF4	Hohe Wassersättigung mit Taumitteln oder Meerwasser	Straßen und Brückenüberbauten, die Taumitteln ausgesetzt sind; Betonoberflächen, die direktem taumittelhaltigem Sprühnebel und Frost ausgesetzt sind; Spritzwasserbereich von Meeresbauwerken, die Frost ausgesetzt sind.
6. Chemischer Angriff		
Wenn Beton chemischem Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser ausgesetzt ist, muss die Exposition wie folgt klassifiziert werden:		
XA1	Chemisch schwach angreifende Umgebung	Natürliche Böden und Grundwasser nach Tabelle 6.2.
XA2	Chemisch mäßig angreifende Umgebung	Natürliche Böden und Grundwasser nach Tabelle 6.2.
XA3	Chemisch stark angreifende Umgebung	Natürliche Böden und Grundwasser nach Tabelle 6.2.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Informative Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (NDP)
7. Mechanischer Angriff auf Beton durch Abrieb		
Wenn Beton mechanischem Abrieb ausgesetzt ist, muss die Exposition wie folgt klassifiziert werden:		
XM1	Mäßiger Abrieb	Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch luftbereifte Fahrzeuge.
XM2	Starker Abrieb	Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch luft- oder vollgummibereifte Gabelstapler.
XM3	Sehr starker Abrieb	Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch elastomerbereifte oder stahlrollenbereifte Gabelstapler oder Kettenfahrzeuge.
ANMERKUNG 3 Ein Nationaler Anhang kann abweichende oder zusätzliche informative Beispiele in Tabelle 6.1 angeben.		

(4) Zusätzlich zu den Expositionsbedingungen in Tabelle 6.1 müssen andere bestimmte Formen aggressiver oder indirekter Einwirkungen nach (2) berücksichtigt werden.

(5) Die Klassifizierung der Exposition in Bezug auf natürlichen chemischen Angriff durch Boden und Grundwasser muss sich auf Tabelle 6.2 beziehen, für den Fall natürlichen Bodens und Grundwassers bei Wasser-/Bodentemperaturen zwischen 5 °C und 25 °C und einer Wassergeschwindigkeit, die ausreichend langsam ist, um sich statischen Bedingungen anzunähern, gilt. Der ungünstigste Wert für jedes einzelne chemische Merkmal ist für die Klasse bestimmend. Wenn zwei oder mehr aggressive Merkmale zu derselben Klasse führen, muss die Umgebung in die nächsthöhere Klasse eingestuft werden, es sei denn, eine besondere Untersuchung für diesen spezifischen Fall weist nach, dass das nicht notwendig ist.

(6) Im Fall von chemischem Angriff kann eine besondere Untersuchung nötig sein, um die maßgebenden Expositionsbedingungen und geeigneten Schutzmaßnahmen festzulegen, bei:

— Werten außerhalb der Grenzwerte nach Tabelle 6.2;

— Auslaugung, z. B. infolge von langem Kontakt mit (weichem) Wasser oder anderen Flüssigkeiten (siehe auch XC2);

— anderen aggressiven Chemikalien;

— chemisch verschmutztem Boden oder Wasser;

— hoher Wassergeschwindigkeit in Kombination mit den Chemikalien nach Tabelle 6.2.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 6.2 — Grenzwerte für Expositionsklassen für chemischen Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser

Chemisches Merkmal	Referenz-prüfverfahren	XA1	XA2	XA3
Grundwasser				
SO_4^{2-} [mg/l]	EN 196-2	≥ 200 und ≤ 600	> 600 und ≤ 3 000	> 3 000 und ≤ 6 000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 und ≥ 5,5	< 5,5 und ≥ 4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
CO_2 [mg/l]	EN 13577	≥ 15 und ≤ 40	> 40 und ≤ 100	> 100 bis zur Sättigung
NH_4^+ [mg/l]	ISO 7150-1	≥ 15 und ≤ 30	> 30 und ≤ 60	> 60 und ≤ 100
Mg^{2+} [mg/l]	EN ISO 7980	≥ 300 und ≤ 1 000	> 1 000 und ≤ 3 000	> 3 000 bis zur Sättigung
Boden				
SO_4^{2-} [mg/kg][a] gesamt	EN 196-2[b]	≥ 2 000 und ≤ 3 000[c]	> 3 000[c] und ≤ 12 000	> 12 000 und ≤ 24 000
Säuregehalt nach Baumann-Gully [ml/kg]	EN 16502	> 200	Nicht in der Praxis aufgetreten	

a Tonböden mit einer Permeabilität unter 10^{-5} m/s dürfen in eine niedrigere Klasse eingestuft werden.

b Das Prüfverfahren schreibt die Extraktion von SO_4^{2-} durch Salzsäure vor; alternativ darf Wasserextraktion angewendet werden, wenn am Verwendungsort des Betons entsprechende Erfahrungen vorliegen.

c Der Grenzwert 3 000 mg/kg muss auf 2 000 mg/kg herabgesetzt werden, wenn ein Risiko der Ansammlung von Sulfationen im Beton infolge von Nass-Trocken-Zyklen oder kapillarer Saugkraft besteht.

6.4 Expositionswiderstandsklassen

(1) Expositionswiderstandsklassen (ERC, en: exposure resistance classes) sollten für die Klassifizierung von Beton hinsichtlich der Beständigkeit gegen Korrosion infolge von Karbonatisierung (Klasse XRC) oder infolge von Chloriden (Klasse XRSD) und Schäden infolge von Frost-Tau-Wechseln (XRF) verwendet werden. Die Auswahl des Betons sollte auf den Expositionswiderstandsklassen nach EN 206 beruhen, um ausreichenden Widerstand gegen Schädigungen und Schutz gegen Bewehrungskorrosion für alle maßgebenden Expositionsklassen (EC) sicherzustellen.

ANMERKUNG 1 Wie in EN 206 festgelegt und durch die am Ort der Verwendung geltenden Regeln ergänzt, kann die ERC durch Einhaltung der maßgebenden Grenzwerte der Betonzusammensetzung und/oder bei einigen ERC durch Nachweis der Leistung bei Erfüllung der Festlegungen zu maßgebenden physikalischen Merkmalen erfüllt werden, die unter Anwendung genormter Prüfverfahren bestimmt wurden. In dem Fall, dass EN 206 nicht auf ERC verweist, kann ein Nationaler Anhang oder ein nationales Anwendungsdokument zu EN 206 die nötige Anleitung zur landesspezifischen Umsetzung der ERC-Regeln enthalten.

ANMERKUNG 2 Der informative Anhang P enthält einen alternativen Ansatz zur Festlegung der Betondeckung für die Dauerhaftigkeit nach dem Konzept von EN 1992-1-1:2004 ohne Anwendung der Expositionswiderstandsklassen (ERC). Ein Nationaler Anhang kann entweder die Anwendung von ERC nach 6.4 oder die Anwendung von Anhang P festlegen.

(2) Die Tragwerksplanung sollte auf einer realistischen Festigkeitsklasse in Einklang mit der erforderlichen Expositionswiderstandsklasse (ERC) basieren.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Die Zusammensetzung des Betons, z. B. die Art des Bindemittels und der Wasser-Bindemittel-Wert, beeinflusst sowohl den Schutz der Bewehrung als auch den Widerstand des Betons gegen Angriff und kann zur Auswahl höherer Festigkeitsklassen führen als für die Tragwerksplanung erforderlich.

(3) Eine ausreichende Dauerhaftigkeit in Bezug auf Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung oder Eintrag von Chlorid, darf angenommen werden, wenn die Betondeckung der Bewehrung entsprechend der Expositionsklasse, Expositionswiderstandsklasse und geplanten Nutzungsdauer gewählt wird und die Mindestbetondeckung für die Dauerhaftigkeit $c_{\mathrm{min,dur}}$ nach Tabelle 6.3(NDP) und Tabelle 6.4(NDP) nicht unterschreitet.

(4) Der maximal zulässige Chloridgehalt im Beton muss in Übereinstimmung mit den Chloridgehaltklassen (Cl) nach EN 206 festgelegt werden.

(5) Beton, der Frost-Tau-Wechseln widerstehen muss, muss unter Anwendung der XRF-Klassen nach EN 206 festgelegt werden.

(6) Eine ausreichende Dauerhaftigkeit gegen chemischen Angriff darf angenommen werden, wenn Beton verwendet wird, dessen Zusammensetzung als widerstandsfähig gegen mögliche Schädigungsmechanismen für die geplante Nutzungsdauer dokumentiert ist. Anderenfalls sollten zusätzliche Schutzmaßnahmen, wie Auskleidungen oder dauerhafte/austauschbare Beschichtung, ergriffen werden.

ANMERKUNG Regeln zur Betonzusammensetzung zum Widerstand gegen chemischen Angriff nach Tabelle 6.2 sind in EN 206 enthalten.

(7) Eine ausreichende Dauerhaftigkeit gegen mechanischen Angriff darf angenommen werden, wenn Beton verwendet wird, dessen Zusammensetzung als widerstandsfähig gegen möglichen Abrieb für die geplante Nutzungsdauer nachgewiesen ist. Anderenfalls sollten zusätzliche Schutzmaßnahmen, wie Opferschichten nach 6.5.2.2(6), ergriffen werden.

ANMERKUNG Regeln zur Betonzusammensetzung zum Widerstand gegen mechanischen Angriff nach Tabelle 6.2 können in EN 206 oder in ihrem nationalen Anwendungsdokument enthalten sein.

6.5 Betondeckung

6.5.1 Nennmaß der Betondeckung

(1) Das Nennmaß der Betondeckung muss in den bautechnischen Unterlagen festgelegt werden. Es ist definiert als die Summe aus der Mindestbetondeckung c_{min} (siehe 6.5.2) und einem Vorhaltemaß Δc_{dev} (siehe 6.5.3):

$$c_{\mathrm{nom}} = c_{\mathrm{min}} + \Delta c_{\mathrm{dev}} \tag{6.1}$$

(2) Die ausreichende Betondeckung muss eingehalten werden, um Folgendes sicherzustellen:

— die sichere Übertragung von Verbundkräften;

— den Korrosionsschutz des Stahls (Dauerhaftigkeit);

— einen ausreichenden Feuerwiderstand (siehe prEN 1992-1-2, in dem der Achsabstand verwendet wird).

(3) Für Bohrpfähle und Schlitzwände gelten die Nennmaße der Betondeckung für Dauerhaftigkeit und Verbund nach diesem Eurocode. Die Werte der Betondeckung nach EN 1536 und EN 1538 zur Berücksichtigung der Art und Abweichungen der Bauausführung sollten zusätzlich überprüft werden. Es gilt der größte Wert nach diesem Eurocode und EN 1536 oder EN 1538.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

6.5.2 Mindestbetondeckung

6.5.2.1 Allgemeines

(1) Der Wert für $c_{\min}$ muss sowohl die Verbund- als auch die Dauerhaftigkeitsanforderungen erfüllen:

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,\mathrm{dur}} - \Delta c_{\mathrm{dur,red}} + \Delta c_{\mathrm{dur,abr}};\ c_{\min,\mathrm{b}};\ 10\ \mathrm{mm}\} \tag{6.2}$$

Dabei ist

$c_{\min,\mathrm{dur}}$ die Mindestbetondeckung, die aufgrund der Umgebungsbedingungen erforderlich ist, siehe 6.5.2.2;

$\Delta c_{\mathrm{dur,red}}$ die Verringerung der Mindestbetondeckung aufgrund zusätzlicher Schutzmaßnahmen oder besonderer Maßnahmen zum Schutz des Betonstahls, siehe 6.5.2.2(5) und 6.5.2.2(10);

$\Delta c_{\mathrm{dur,abr}}$ die zusätzliche Mindestbetondeckung für den Abrieb, siehe 6.5.2.2(6);

$c_{\min,\mathrm{b}}$ die Mindestbetondeckung für die Verbundanforderung, siehe 6.5.2.3.

(2) Bei Beton, der direkt gegen den Boden betoniert wird, sollte die Mindestbetondeckung um $\Delta c_{\min}$ erhöht werden, um die erhöhte Streuung der Betoneigenschaften und die reduzierte Verdichtung des Betons gegenüber dem Boden zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Sofern nicht ein Nationaler Anhang andere Werte angibt, können die folgenden Werte verwendet werden:

$\Delta c_{\min} = +5$ mm beim Betonieren gegen eine seitliche Bodenoberfläche, $\Delta c_{\min} = 0$ mm bei einer horizontalen Baugrundoberfläche.

(3) Die Mindestbetondeckung für nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse hinsichtlich der Übertragung von Verbundkräften und der Dauerhaftigkeit ist in 6.5.2 und hinsichtlich Bohrung und Einbau in 11.4.8(3) angegeben.

6.5.2.2 Mindestbetondeckung für Dauerhaftigkeit

(1) Die von geplanter Nutzungsdauer, Expositionsklasse und Expositionswiderstandsklasse (ERC) abhängigen Mindestbetondeckungen $c_{\min,\mathrm{dur}}$ sind in Tabelle 6.3(NDP) und Tabelle 6.4(NDP) angegeben.

ANMERKUNG 1 Die empfohlenen Mindestbetondeckungen gelten, sofern ein Nationaler Anhang keine anderen Werte enthält.

ANMERKUNG 2 Zusätzliche und dazwischenliegende Expositionswiderstandsklassen oder eine Auswahl von Expositionswiderstandsklassen sind in Übereinstimmung mit einem Nationalen Anhang anwendbar, mit entsprechend angepasster Mindestbetondeckung im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit, sofern sie auf derselben Verfahrensweise beruhen und einen Schutz gegen Schädigung bieten, der dem nach Tabelle 6.3(NDP) und Tabelle 6.4 (NDP) entspricht.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 6.3(NDP) — Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ für Betonstahl — Karbonatisierung

ERC	Expositionsklasse (Karbonatisierung)							
	XC1		XC2		XC3		XC4	
	Geplante Nutzungsdauer (Jahre)							
	50	100	50	100	50	100	50	100
XRC 0,5	**10**	10	**10**	10	**10**	10	**10**	10
XRC 1	**10**	10	**10**	10	**10**	15	**10**	15
XRC 2	**10**	15	**10**	15	**15**	25	**15**	25
XRC 3	**10**	15	**15**	20	**20**	30	**20**	30
XRC 4	**10**	20	**15**	25	**25**	35	**25**	40
XRC 5	**15**	25	**20**	30	**25**	45	**30**	45
XRC 6	**15**	25	**25**	35	**35**	55	**40**	55
XRC 7	**15**	30	**25**	40	**40**	60	**45**	60

ANMERKUNG 1 Die Bezeichnung der XRC-Klassen für die Beständigkeit gegen Korrosion infolge von Karbonatisierung wird aus der Karbonatisierungstiefe [mm] (charakteristischer Wert 90 %-Quantil) ermittelt, von der angenommen wird, dass sie nach 50 Jahren unter Referenzbedingungen (400 ppm CO_2 in einer konstanten 65 %-*RH*-Umgebung und bei 20 °C) erreicht wird. XRC hat die Dimension einer Karbonatisierungsrate [mm/√(Jahre)].

ANMERKUNG 2 Die empfohlenen Werte der Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ gehen von einer Bauausführung und Nachbehandlung in Übereinstimmung mit EN 13670 aus, mit mindestens Ausführungsklasse 2 und Nachbehandlungsklasse 2.

ANMERKUNG 3 Die Mindestbetondeckungen können um ein zusätzliches Sicherheitselement $\Delta c_{dur,\gamma}$ erhöht werden, das besondere Anforderungen (z. B. extremere Umgebungsbedingungen) berücksichtigt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 6.4(NDP) — Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,dur}}$ für Betonstahl — Chloride

ERC	Expositionsklasse (Chloride)											
	XS1		XS2		XS3		XD1		XD2		XD3	
	Geplante Nutzungsdauer (Jahre)						Geplante Nutzungsdauer (Jahre)					
	50	100	50	100	50	100	50	100	50	100	50	100
XRDS 0,5	**20**	20	**20**	30	**30**	40	**20**	20	**20**	30	**30**	40
XRDS 1	**20**	25	**25**	35	**35**	45	**20**	25	**25**	35	**35**	45
XRDS 1,5	**25**	30	**30**	40	**40**	50	**25**	30	**30**	40	**40**	50
XRDS 2	**25**	30	**35**	45	**45**	55	**25**	30	**35**	45	**45**	55
XRDS 3	**30**	35	**40**	50	**55**	65	**30**	35	**40**	50	**55**	65
XRDS 4	**30**	40	**50**	60	**60**	80	**30**	40	**50**	60	**60**	80
XRDS 5	**35**	45	**60**	70	**70**	—	**35**	45	**60**	70	**70**	—
XRDS 6	**40**	50	**65**	80	—	—	**40**	50	**65**	80	—	—
XRDS 8	**45**	55	**75**	—	—	—	**45**	55	**75**	—	—	—
XRDS 10	**50**	65	**80**	—	—	—	**50**	65	**80**	—	—	—

ANMERKUNG 1 Die Bezeichnung der XRDS-Klassen für die Beständigkeit gegen Korrosion infolge von Chlorideintrag wird aus der Tiefe des Chlorideintrags [mm] (charakteristischer Wert 90 %-Quantil) ermittelt, die einer Referenzchloridkonzentration (0,6 % Massenanteil des Werts des Binderzements + Zusatzstoffe des Typs II) entspricht, von der angenommen wird, dass sie nach 50 Jahren auf einem Beton erreicht wird, der einseitigem Eindringen von Referenzmeerwasser (30 g/l NaCl) bei 20 °C ausgesetzt ist. XRDS hat die Dimension eines Diffusionskoeffizienten [10^{-13} m^2/s].

ANMERKUNG 2 Die empfohlenen Werte der Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,dur}}$ gehen von einer Bauausführung und Nachbehandlung in Übereinstimmung mit EN 13670 aus, mit mindestens Ausführungsklasse 2 und Nachbehandlungsklasse 2.

ANMERKUNG 3 Die Mindestbetondeckungen können um ein zusätzliches Sicherheitselement $\Delta c_{\mathrm{dur,\gamma}}$ erhöht werden, das besondere Anforderungen (z. B. extremere Umgebungsbedingungen) berücksichtigt.

(2) Bei vorübergehend errichteten Tragwerken oder bei Tragwerken mit einer geplanten Nutzungsdauer von 30 Jahren oder weniger darf $c_{\mathrm{min,dur}}$ bei einer geplanten Nutzungsdauer von 50 Jahren nach Tabelle 6.3(NDP) und Tabelle 6.4(NDP) um $-\Delta c_{\mathrm{min,30}}$ reduziert werden.

ANMERKUNG Die Reduzierung der Betondeckung ist $-\Delta c_{\mathrm{min,30}} \leq 5$ mm, sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein abweichender Wert angegeben ist.

(3) Die Werte von $c_{\mathrm{min,dur}}$ nach Tabelle 6.3(NDP) und Tabelle 6.4(NDP) dürfen unter den folgenden Bedingungen um $-\Delta c_{\mathrm{min,exc}}$ reduziert werden:

(i) eine bessere Verdichtung des Betons kann durch geometrische Merkmale, Anordnung und Nachbehandlung sichergestellt werden (z. B. Bauteile mit plattenförmiger Geometrie, bei denen die Lage der Bewehrung durch den Bauprozess nicht beeinträchtigt wird);

(ii) oder die Nachbehandlung entspricht mindestens der Nachbehandlungsklasse 3 nach EN 13670.

ANMERKUNG Die Reduzierung der Betondeckung ist $-\Delta c_{\mathrm{min,exc}} \leq 5$ mm, sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein abweichender Wert angegeben ist.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Bei Spanngliedern im sofortigen oder im nachträglichen Verbund sollten die Werte für die Betondeckung nach Tabelle 6.3(NDP) und Tabelle 6.4(NDP) um +10 mm erhöht werden, mit Ausnahme von Spannverfahren im nachträglichen Verbund, die mit dem Schutzgrad 2 oder 3 nach 5.4.1 ausgestattet sind, und von Spanngliedern ohne Verbund, die von korrosionsbeständigen Hüllrohren umhüllt sind.

(5) Bei Beton mit zusätzlichem Schutz (z. B. Oberflächenbeschichtung) darf die Mindestbetondeckung um $\Delta c_{\mathrm{dur,red}}$ reduziert werden. Der zu verwendende Wert muss auf Grundlage von Erfahrung oder Prüfung im Einklang mit den im Projekt geltenden Festlegungen festgelegt werden.

ANMERKUNG Die Reduzierung der Betondeckung ist $\Delta c_{\mathrm{dur,red}} \leq 10$ mm, sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein abweichender Wert angegeben ist.

(6) Bei Betonabrieb entsprechend den XM-Klassen nach Tabelle 6.1 sollten die Anforderungen an die Betonzusammensetzung nach EN 206 eingehalten werden. Wahlweise darf der Betonabrieb durch eine Vergrößerung der Betondeckung (Opferschicht) berücksichtigt werden, mit $\Delta c_{\mathrm{dur,abr}}$.

ANMERKUNG Die folgenden Werte von $\Delta c_{\mathrm{dur,abr}}$ gelten als optionale Opferschicht, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind:

— für XM1: $\Delta c_{\mathrm{dur,abr}} = +5$ mm;

— für XM2: $\Delta c_{\mathrm{dur,abr}} = +10$ mm;

— für XM3: $\Delta c_{\mathrm{dur,abr}} = +15$ mm.

(7) Bei Betonoberflächen, die durch Abrieb aufgrund sich bewegender Objekte wie Fahrzeuge und Räder beansprucht werden und nicht durch Asphalt geschützt sind, sollten die Auswahl der XM-Klasse und wahlweise die Erhöhung der Betondeckung gegen den Abrieb berücksichtigt werden. Grundlage hierfür ist u.a. die Berücksichtigung der täglichen Verkehrslast je Jahr, der Verkehrsart, der Verwendung von Spikereifen sowie Betonzusammensetzung.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Festlegungen für die Bewertung des Abriebs können in einem Nationalen Anhang angegeben werden.

(8) Wird Ortbeton gegen andere Bauteile betoniert (aus Fertigteilen oder erhärtetem Ortbeton), darf die Mindestbetondeckung der Bewehrung parallel zur Fuge auf einen Wert reduziert werden, der der Anforderung an den Verbund entspricht, vorausgesetzt, dass:

— die Betonfestigkeit mindestens $f_{\mathrm{ck}} \geq 25$ MPa beträgt;

— die Verbundfuge rau ist, siehe 8.2.6(6).

(9) Wenn Beton, zusätzlich zu den Klassen XC, XD oder XS, Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel oder chemischem Angriff ausgesetzt ist (Klasse XF und Klasse XA), darf eine Betondeckung nach Tabelle 6.3(NDP), Tabelle 6.4(NDP) und Tabelle Q.3(NDP)[N10] als ausreichend angesehen werden.

(10) Wenn besondere Maßnahmen nach 6.2(3) ergriffen werden, darf die Mindestbetondeckung um $\Delta c_{\mathrm{dur,red}}$ reduziert werden. Der zu verwendende Wert muss auf Grundlage von Erfahrung oder Prüfung im Einklang mit den im Projekt geltenden Festlegungen festgelegt werden.

ANMERKUNG Die Reduzierung der Betondeckung $\Delta c_{\mathrm{dur,red}}$ ist in einem Nationalen Anhang angegeben.

N10 In der englischen Referenzfassung wird hier fälschlicherweise auf die Tabelle 6.5(NDP) verweisen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

6.5.2.3 Mindestbetondeckung für Verbund

(1) Für die sichere Übertragung von Verbundkräften und zur Sicherstellung einer ausreichenden Verdichtung des Betons, sollte die Mindestbetondeckung nicht geringer sein als $c_{\mathrm{min,b}}$ nach Tabelle 6.5 und Tabelle 6.6.

ANMERKUNG 1 Die Werte der Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,b}}$ gehen von einer Bauausführung und Nachbehandlung in Übereinstimmung mit EN 13670 aus, mit mindestens Ausführungsklasse 2 und Nachbehandlungsklasse 2.

ANMERKUNG 2 Zu den Werten der Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,b}}$ der Spannglieder im sofortigen Verbund siehe 13.5.1, Tabelle 13.1.

Tabelle 6.5 — Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,b}}$ für Betonstahl

Bewehrungsart	$c_{\mathrm{min,b}}$[a]
Einzelstäbe	Stabdurchmesser
Stabbündel	Vergleichsdurchmesser ϕ_{b} (siehe 11.4.3)

[a] Wenn die festgelegte maximale Korngröße der Gesteinskörnung $D_{\mathrm{upper}} > 32$ mm ist, sollte die Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,b}}$ um 5 mm erhöht werden.

Tabelle 6.6 — Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,b}}$ für Hüllrohre für den nachträglichen Verbund

Art des Hüllrohrs	$c_{\mathrm{min,b}}$	
	mit Querbewehrung[a]	ohne Querbewehrung[a]
Hüllrohr mit Kreisquerschnitt	$0{,}5\phi_{\mathrm{duct}} \leq 80$ mm	$1{,}0\phi_{\mathrm{duct}} \leq 80$ mm
Hüllrohr mit rechteckigem Querschnitt	$\geq \max\{a;\, b/3\}$[b] ≤ 80 mm	$\geq \max\{a;\, b/2\}$[b] ≤ 80 mm

[a] **In der Betondeckung**

[b] **Dabei ist $a \leq b$**

6.5.3 Vorhaltemaß

(1) Zur Festlegung des Nennmaßes der Betondeckung c_{nom} muss bei Bemessung und Konstruktion die Mindestbetondeckung c_{min} um das Vorhaltemaß Δc_{dev} erhöht werden, das als der absolute Wert der zulässigen negativen Abweichung angesetzt werden muss, die in den bautechnischen Unterlagen festgelegt ist, z. B. in Plänen (siehe EN 13670). Werte für Δc_{dev} sind in Tabelle 6.7(NDP) angegeben.

ANMERKUNG Die Fälle und Werte nach Tabelle 6.7(NDP) gelten, sofern in einem Nationalen Anhang keine anderen Fälle und Werte angegeben sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 6.7(NDP) — Vorhaltemaß für die Abweichung Δc_{dev}

	Fall	Δc_{dev}
1	Im Allgemeinen: zur Bauausführung in Toleranzklasse 1 nach EN 13670	10 mm
2	Zur Bauausführung in Toleranzklasse 2 nach EN 13670	5 mm
3	Wenn die Herstellung einem Qualitätssicherungssystem unterliegt, in dessen Rahmen die systematische Überwachung Messungen der Betondeckung einschließt	5 mm
4	Wenn sichergestellt werden kann, dass ein genaues Messgerät zur systematischen Überwachung benutzt wird und nichtkonforme Bauteile zurückgewiesen werden (z. B. Fertigteile)	0 mm
5	Bei Betonbauteilen in Expositionsklasse XC1, deren Korrosionsrisiko unerheblich ist	5 mm
6	Bei Beton, der gegen Oberflächen mit freiliegender Gesteinskörnung (z. B. Grenzflächen) betoniert wird	5 mm
7	Bei Beton, der gegen eine Unebenheit aufgrund der Schalung oder des Baugrubenverbaus betoniert wird (z. B. gerippte Oberflächenausführungen oder architektonische Texturen)	10 mm + Maß der Unebenheit
8	Gegen vorbereiteten Baugrund betonierter Beton (einschließlich nicht ebener Sauberkeitsschicht)[a]	40 mm[a]
9	Direkt gegen nicht vorbereiteten Boden betonierter Beton[a]	75 mm[a]
10	Nachträglich eingebaute Bewehrungsstäbe	5 mm oder nach Projektbeschreibung

[a] Diese Vorhaltemaße Δc_{dev} gelten für die Nennwerte der Betondeckung nach diesem Eurocode, auch für Bohrpfähle und Schlitzwände, sofern ein Nationaler Anhang keine anderen spezifischen Werte enthält.

7 Statische Berechnung

7.1 Allgemeines

ANMERKUNG In Abschnitt 7 werden die Normaldruckkräfte mit positivem Vorzeichen verwendet.

(1) Zweck der statischen Berechnung ist die Ermittlung der Verteilung entweder der Schnittkräfte oder der Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen über das Gesamt- oder Teiltragwerk.

(2) Bei der Schnittgrößenermittlung müssen sowohl eine Idealisierung des Tragwerks und seiner Geometrie (siehe 7.2) als auch ein idealisiertes Tragverhalten (siehe 7.3) angenommen werden. Die Idealisierungen müssen entsprechend der zu lösenden Aufgabe gewählt werden.

(3) Die Auswirkung der Geometrie und der Eigenschaften des Tragwerks auf sein Verhalten in jeder Phase der Bauausführung muss bei der Bemessung berücksichtigt werden.

(4) Übliche für die Berechnung verwendete Idealisierungen des Verhaltens des Tragwerks sind:

— linear-elastisches Verhalten (siehe 7.3.1);

— linear-elastisches Verhalten mit begrenzter Umlagerung (siehe 7.3.2);

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— plastisches Verhalten (siehe 7.3.3), einschließlich Stabwerkmodellen und Spannungsfeldmodellen (siehe 7.3.3.4);

— nichtlineares Verhalten (siehe 7.3.4).

(5) Wenn Imperfektionen und Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung wesentlich sind, müssen sie berücksichtigt werden (siehe 7.4).

(6) Die statische Berechnung muss mit der Bemessung und Konstruktion übereinstimmen. Bestimmte Steifigkeiten (z. B. Torsionssteifigkeit) oder eine Einspannung an Auflagern (z. B. Einspannmoment) darf in der Berechnung in den Grenzzuständen sowohl der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit reduziert oder vernachlässigt werden, wenn das Bauteil durchgehend mit diesen Annahmen bemessen wird und die Festlegungen zur Mindestbewehrung hinsichtlich der Begrenzung der Rissbreiten und der Robustheit erfüllt sind.

(7) Zusätzliche lokale Nachweise können erforderlich sein, wenn die Annahme, dass ebene Querschnitte eben bleiben (lineare Dehnungsverteilung) nicht gilt.

ANMERKUNG Beispiele für derartige Fälle sind:

— in der Nähe von Auflagern;

— in der Nähe von konzentrierten Lasten;

— bei Kreuzungspunkten von Balken und Stützen;

— in Verankerungszonen;

— bei Querschnittsänderungen.

7.2 Tragwerksmodellierung

7.2.1 Geometrische Imperfektionen

7.2.1.1 Allgemeines

(1) In der Berechnung von Bauteilen und Tragwerken müssen die ungünstigen Auswirkungen möglicher Abweichungen in der Tragwerksgeometrie und in der Laststellung berücksichtigt werden.

(2) Die Abweichungen in den Querschnittsmaßen, die der Toleranzklasse 1 nach EN 13670 entsprechen, werden in den Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe berücksichtigt und dürfen im Allgemeinen in der statischen Berechnung vernachlässigt werden.

(3) Die maximalen Abweichungen von der theoretischen Geometrie dürfen durch die zuständige Behörde festgelegt oder für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien vereinbart werden. Wenn projektspezifische Ausführungsunterlagen strengere Höchstabweichungen, wie in 7.2.1.2(1) beschrieben, festlegen (z. B. bei der Bewertung eines bestehenden Tragwerks), sollte die Auswirkung der Imperfektionen sauf Grundlage der 1,2fachen Abweichungen, ermittelt werden.

(4) Bei Bauteilen mit einer Normalkraft, die nicht von innerer Vorspannung aufgebracht wird, müssen Imperfektionen und ihre Auswirkungen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit berücksichtigt werden, um gegebenenfalls die Auswirkungen nach Theorie I. Ordnung zu bestimmen.

(5) Imperfektionen dürfen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit vernachlässigt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

7.2.1.2 Darstellung von Imperfektionen

(1) Die folgenden Festlegungen gelten für Bauteile und Tragwerke mit einer Normalkraft und Abweichungen der Bauausführung nach EN 13670. Falls projektspezifische Ausführungsunterlagen zu maximalen Abweichungen gelten, sollten diese Festlegungen nach 7.2.1.1(3) angepasst werden.

(2) Imperfektionen dürfen durch eine Schiefstellung θ_i dargestellt werden (siehe Bild 7.1), siehe Gleichung (7.1):

$$\theta_\mathrm{i} = \alpha_\mathrm{h} \cdot \alpha_\mathrm{m} \cdot \frac{1}{200} \tag{7.1}$$

Dabei ist

α_h der Abminderungsfaktor für die Länge oder Höhe:

$$0{,}4 \le \alpha_\mathrm{h} = \frac{2}{\sqrt{l}} \le 1{,}0; \tag{7.2}$$

α_m der Abminderungsfaktor für die Anzahl der Bauteile:

$$\alpha_\mathrm{m} = \sqrt{0{,}5\left(1 + \frac{1}{m}\right)}; \tag{7.3}$$

l die Länge oder Höhe [m], siehe (3);

m die Anzahl der tragenden Bauteile in einem Querschnitt, die einen wesentlichen Anteil der vertikalen Last aufnehmen und aufgrund ihrer Schiefstellung zu der betrachteten Auswirkung beitragen.

(3) In den Gleichungen (7.2) und (7.3) sollten die Werte von l und m je je nach betrachteter Auswirkung wie folgt angesetzt werden (siehe auch Bild 7.1):

— Auswirkung auf Einzelbauteile: l = tatsächliche Länge des Bauteils, $m = 1$;

— Auswirkung auf Aussteifungssystem: l = Tragwerkshöhe, m = Anzahl der vertikalen Bauteile zwischen zwei benachbarten Ebenen, die zur horizontalen Belastung des Aussteifungssystems beitragen;

— Auswirkung auf Zwischenscheiben oder oberste Scheiben, die horizontale Kräfte verteilen: l = Geschosshöhe, m = Anzahl der vertikalen ausgesteiften Bauteile zwischen zwei benachbarten Ebenen, die zur horizontalen Gesamtkraft auf den Querschnitt beitragen.

(4) Alternativ (z. B. bei Bögen) darf die Imperfektion der Tragwerksgeometrie anhand des maßgebenden Knickfalls bestimmt werden. Jede Eigenform darf sinusförmiges idealisiert werden. Die Amplitude sollte als $a_\mathrm{i} = \theta_\mathrm{i} \cdot l_\mathrm{aw}/2$ angesetzt werden; dabei ist l_aw die halbe Wellenlänge.

(5) Bei Einzelstützen darf die Auswirkung von Imperfektionen mit einer von zwei Alternativen berücksichtigt werden:

a) Bei statisch bestimmten Bauteilen als eine Lastausmitte e_i, angegeben durch

$$e_\mathrm{i} = \theta_\mathrm{i} \cdot \frac{l_0}{2} \tag{7.4}$$

wobei l_0 die Knicklänge ist.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Für Wände und Einzelstützen in ausgesteiften Systemen darf vereinfachend stets $e_i = l_0/400$ mit $\alpha_h = 1{,}0$ verwendet werden.

b) Für sowohl statisch bestimmte als auch statisch unbestimmte Bauteile als eine fiktive Transversalkraft $F_{H,i}$ in der Position, die das maximale Moment ergibt:

für unausgesteifte Bauteile [siehe Bild 7.1a1)]:

$$F_{H,i} = \theta_i \cdot F_{V,i} \tag{7.5}$$

für ausgesteifte Bauteile [siehe Bild 7.1a2)]:

$$F_{H,i} = 2 \cdot \theta_i \cdot F_{V,i} \tag{7.6}$$

Dabei ist F_V die vertikale Last.

Für Wände und Einzelstützen in ausgesteiften Systemen darf vereinfachend stets $\theta_i = 1/200$ mit $\alpha_h = 1$ verwendet werden.

Die Kraft $F_{H,i}$ darf durch eine andere vergleichbare transversale Einwirkung ersetzt werden. Da die Kraft $F_{H,i}$ fiktiv ist, sollte sie nicht zu den Kräften addiert werden, die durch das Einzelbauteil auf andere Bauteile im Tragwerk übertragen werden.

a1) Unausgesteift **a2) Ausgesteift**

a) Einzelbauteile mit außermittiger Normalkraft oder seitlicher Kraft

b) Aussteifungssystem (m_1 = 3, d. h. 2 Stützen und 1 aussteifende Wand)

c1) Zwischenscheibe (m_2 = Anzahl der Stützen im Querschnitt; l = Höhe zwischen Scheiben)

c2) Oberste Scheibe (m_2 = Anzahl der Stützen im Querschnitt; l = Höhe zwischen Scheiben)

Legende

m_1 3, d. h. 2 Stützen zuzüglich 1 aussteifende Wand
m_2 Anzahl der Stützen im Querschnitt
l Höhe zwischen Scheiben

Bild 7.1 — Beispiele für die Auswirkung geometrischer Imperfektionen

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

(6) Bei Tragwerken darf die Auswirkung der Schiefstellung θ_i mit fiktiven Transversalkräften, angegeben in Gleichung (7.7), Gleichung (7.8) und Gleichung (7.9), zusammen mit den anderen Einwirkungen bei der Berechnung berücksichtigt werden. Gleiche und entgegengesetzte Kräfte sollten auf Höhe der Gründung aufgebracht werden, so dass infolge dieser fiktiven Kräfte keine Reaktionen auf die Gründung übertragen werden.

Auswirkung auf ein Aussteifungssystem [siehe Bild 7.1b)]:

$$F_{H,i} = \theta_i \cdot (N_b - N_a) \tag{7.7}$$

Die Gesamtauswirkungen der geometrischen Imperfektionen dürfen bei der Bemessung und Konstruktion des Tragwerks als äquivalente horizontale Lasten in der Mittelebene der betrachteten Zwischenscheiben berücksichtigt werden. In diesem Fall wird die Last nach Gleichung (7.7) bestimmt, indem $(N_b - N_a)$ durch die gesamte vertikale Last, die auf die betrachtete Zwischenscheibe einwirkt, ersetzt wird.

Auswirkung auf eine Zwischenscheibe [siehe Bild 7.1, c1)]

$$F_{H,i} = \theta_i \cdot (N_b + N_a)/2 \tag{7.8}$$

Auswirkung auf die oberste Scheibe [siehe Bild 7.1, c2)]:

$$F_{H,i} = \theta_i \cdot N_a \tag{7.9}$$

Dabei sind N_a und N_b die Normalkräfte, die zu $F_{H,i}$ beitragen.

Bei der Bestimmung der Schnittkräfte nach Theorie I. Ordnung infolge von Einwirkungskombinationen in der ständigen und der vorübergehenden oder der außergewöhnlichen Bemessungssituation sollten die Horizontalkräfte $F_{H,i}$ in demselben Lastfall berücksichtigt werden, wie die entsprechende Normalkraft N.

7.2.2 Idealisierungen des Tragwerks

(1) Das Tragwerk sollte mit geeigneten Modellen unter Berücksichtigung der statischen und geometrischen Randbedingungen sowie der Übertragung der Auflagerreaktionen idealisiert werden.

(2) Eine wesentliche Asymmetrie bei Geometrie oder Belastung sollte entweder durch ein 3D-Modell oder durch angepasste ebene Modelle berücksichtigt werden.

(3) Die Boden-Bauwerk-Interaktion sollte in geeigneter Weise und übereinstimmend mit 4.2.1.4 berücksichtigt werden. Nichtlineares Verhalten in der Boden-Bauwerk-Interaktion sollte berücksichtigt werden.

(4) Rippendecken oder Kassettendecken oder Hohlplattendecken dürfen für die Ermittlung der Schnittgrößen als Volldecken behandelt werden, vorausgesetzt, dass der Gurt oder die tragende Aufbetonschicht und die Querrippen eine ausreichende Torsionssteifigkeit aufweisen. Dies darf vorausgesetzt werden, wenn:

— der Rippenabstand 1 500 mm nicht übersteigt;

— die Rippenhöhe unter der Gurtplatte die 4-fache Rippenbreite oder den Abstand zwischen den Hohlräumen nicht übersteigt;

— Querrippen vorgesehen sind, deren lichter Abstand nicht größer als die 10-fache Plattendicke ist. Das gilt auch für das größte Maß des waagerechten Hohlraums; und

— die Dicke der Gurtplatte mindestens 1/10 des lichten Abstands zwischen den Rippen, des kleinsten Maßes eines waagerechten Hohlraums oder 50 mm beträgt, wobei der größte dieser Werte gilt. Die Mindestdicke des Gurts von 50 mm darf auf 40 mm verringert werden, wenn massive Füllkörper zwischen den Rippen vorgesehen sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Bei einer monolithischen Verbindung zwischen Balken bzw. Platte und den Auflagern darf der Bemessungswert des maßgebenden Stützmoments am Auflagerrand ermittelt werden. Das Bemessungsmoment und die Reaktion, die auf das stützende Bauelement (z. B. Stütze, Wand usw.) übertragen werden, sollten im Allgemeinen als der größere der elastischen oder der umgelagerten Werte angesetzt werden.

7.2.3 Geometrische Angaben

(1) Wenn ein Sprödbruchverhalten erwartet werden kann, sollte die Auswirkung einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung über breite Gurte in T-Profilbalken im ULS, und, sofern maßgebend, auch im SLS berücksichtigt werden (Spannungsbegrenzungen, Verformungen).

(2) Wenn keine genauere Berechnung erfolgt, darf die wirksame Gurtbreite auf der Grundlage des Abstands l_{0b} zwischen den Momentennullpunkten berechnet werden. Die Länge l_{0b} darf nach Bild 7.2 ermittelt werden, wenn alle folgenden Bedingungen erfüllt sind:

— die Belastung ist vorwiegend gleichförmig verteilt;

— der Querschnitt ist konstant;

— die Länge des Kragträgers l_3 beträgt weniger als die Hälfte der benachbarten Stützweite; und

— das Verhältnis der benachbarten Stützweiten liegt zwischen 2/3 und 1,5.

Bild 7.2 — Definition von l_{0b} zur Berechnung der wirksamen Gurtbreite

(3) Wenn keine genauerere Berechnung erfolgt, darf die wirksame Gurtbreite b_{eff} für einen T- oder L-Querschnitt wie folgt ermittelt werden:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff,i}} + b_{\text{w}} \leq b \tag{7.10}$$

Dabei ist

$$b_{\text{eff,i}} = \min\{0{,}2b_{\text{i}} + 0{,}1l_{0\text{b}};\ 0{,}2l_{0\text{b}};\ b_{\text{i}}\} \tag{7.11}$$

(für die Bezeichnungen siehe Bild 7.2 und Bild 7.3).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Bild 7.3 — Parameter der wirksamen Gurtbreite

(4) Ist für die statische Berechnung keine hohe Genauigkeit erforderlich, darf eine konstante wirksame Gurtbreite entlang der gesamten Stützweite angenommen werden. In diesem Fall sollte der Wert für den Feldquerschnitt verwendet werden.

(5) Die Stützweite eines Balkens oder einer Platte sollte im Allgemeinen der Abstand zwischen den Mittellinien der stützenden Bauteile oder der Auflager sein. Reduzierungen dieser Länge können zur Berücksichtigung der Auflagermaße zulässig sein, wenn die daraus resultierenden Lastausmitten bei der Bemessung der stützenden Bauteile berücksichtigt werden. Im Allgemeinen darf angenommen werden, dass die Auflagerreaktion auf eine Länge verteilt ist, die dem Mindestwert der Auflagerbreite bzw. der Balken- oder Plattenhöhe entspricht. Bei Elastomerlagern sollte die Spannung als über die gesamte Auflagerfläche gleichmäßig verteilt angenommen werden.

(6) Die Berechnung von durchlaufenden Balken und einachsig gespannten Platten darf unter der Annahme frei drehbarer Lagerung erfolgen.

(7) Wenn ein stützendes Bauteil als Linien- oder Punktlager modelliert wird, darf der Spitzenwert des Biegemoments am Linien- oder Punktlager auf Grundlage der angenommenen Verteilung der Auflagerreaktion abgemindert werden. Bei einer gleichmäßig verteilten Auflagerreaktion darf das Spitzenmoment um den Wert ΔM_{Ed} wie folgt abgemindert werden:

$$\Delta M_{\mathrm{Ed}} = \frac{F_{\mathrm{Ed,sup}} \cdot t}{8} \tag{7.12}$$

Dabei ist

$F_{\mathrm{Ed,sup}}$ der Bemessungswert der Auflagerreaktion infolge der auf Balken oder Platte aufgebrachten Lasten;

t die Breite des stützenden Bauteils oder des Lagers.

7.3 Berechnungsverfahren

7.3.1 Linear-elastische Berechnung

(1) Die lineare Berechnung von Tragwerken und Bauteilen auf Grundlage der Elastizitätstheorie darf für die Berechnung der Schnittkräfte in den Grenzzuständen sowohl der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragfähigkeit verwendet werden.

(2) Eine linear-elastische Berechnung darf, sofern nicht anders festgelegt, wie z. B. in (3), (4) und (5), sowie mit Ausnahme von gegen Erdbebeneinwirkung bemessenen Tragwerken, für die Bestimmung der Auswirkungen der Einwirkungen, durchgeführt werden, unter Annahme von:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

i) ungerissenen Querschnitten;

ii) linearen Spannungs-Dehnungs-Linien;

iii) einem Mittelwert des Elastizitätsmoduls.

(3) Eine verminderte Steifigkeit darf in der Berechnung der Bauteilbereiche berücksichtigt werden, in denen unter der maßgebenden Lastkombination Rissbildung zu erwarten ist. Die angenommene Verminderung der Steifigkeit sollte in Einklang mit der vorgesehenen Bewehrungsmenge in diesen Bereichen stehen. Im Fall von durchlaufenden Tragwerken mit vorgespannten und nicht vorgespannten Querschnitten sollten die Steifigkeitsunterschiede zwischen den vorgespannten und den nicht vorgespannten Bereichen im SLS berücksichtigt werden.

(4) Bei der Bestimmung der Auswirkung aufgezwungener Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) sollte die Rissbildung berücksichtigt werden.

(5) Wenn die Auswirkung aufgezwungener Verformungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) [siehe 4.2.1.3(2)] zu berücksichtigen ist, darf eine verminderte Steifigkeit aufgrund von Rissbildung und Kriechen und nichtlinearem Materialverhalten angenommen werden.

(6) Kräfte oder Spannungen aufgrund von Setzungsunterschieden oder Schwinden, die durch linear-elastische Berechnung ermittelt wurden, sollten zur Berücksichtigung der Kriechrelaxation auf E_t vermindert werden:

$$E_\mathrm{t} = \frac{E_{t=0}}{1 + \chi\varphi(t,t_0)} \tag{7.13}$$

Dabei ist

E_t die Schnittkraft oder Spannung zum Zeitpunkt t;

$E_{\mathrm{t}=0}$ die Schnittkraft oder Spannung am Ende der Bauausführung ohne Berücksichtigung des Kriechens;

χ der Alterungskoeffizient, der bei Langzeitberechnungen gleich 0,8 angesetzt werden darf;

φ die Kriechzahl;

t das Betonalter, in dem die Spannungen ermittelt werden;

t_0 das Betonalter bei Auftreten der Setzung oder bei Ende der Nachbehandlung, soweit maßgebend.

(7) Die Kriechumlagerung von Schnittkräften oder Spannungen aufgrund einer Änderung der Auflagerbedingungen darf durch Gleichung (7.14) berücksichtigt werden:

$$E_\mathrm{t} = E_{t=0} + (E_\mathrm{wc} - E_{t=0})\frac{\varphi(t,t_0) - \varphi(t_\mathrm{c},t_0)}{1 + \chi\varphi(t,t_\mathrm{c})} \tag{7.14}$$

Dabei ist

E_t und $E_{t=0}$ siehe (5);

E_wc die Schnittkraft oder Spannung unter der Annahme, dass das Tragwerk ohne Änderungen der Auflagerbedingungen gebaut wurde;

t_0 das Betonalter, in dem die Lasten, die die betrachtete Kraft oder Spannung erzeugen, aufgebracht werden;

t_c das Betonalter, in dem sich die Auflagerbedingungen ändern.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

7.3.2 Linear-elastische Berechnung mit Umlagerung

(1) Eine begrenzte Umlagerung ist bei ausgesteiften schlanken Tragwerken zulässig. Wenn eine Momentenumlagerung vorgenommen wird, müssen ihre Auswirkungen auf alle Aspekte der Bemessung und Konstruktion berücksichtigt werden. Die sich ergebende Verteilung der Schnittkräfte nach der Umlagerung muss im Gleichgewicht mit den aufgebrachten Lasten bleiben.

(2) Eine lineare Berechnung mit begrenzter Umlagerung ohne ausdrückliche Überprüfung der Rotationsfähigkeit darf auf die Berechnung tragender Bauteile für den Nachweis im ULS angewendet werden, sofern die folgenden Bedingungen erfüllt werden:

— alle Bauteile sind vorwiegend auf Biegung beansprucht (Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung sind vernachlässigbar);

— im Fall von durchlaufenden Balken oder Platten liegt das Längenverhältnis benachbarter Stützweiten zwischen 0,5 und 2,0;

— das Verhältnis δ_{M} des Moments nach der Umlagerung zum elastischen Biegemoment entspricht dem Wert nach Gleichung (7.15):

$$\delta_{\mathrm{M}} \geq \frac{1}{1 + 0{,}7\varepsilon_{\mathrm{cu}} \cdot E_{\mathrm{s}}/f_{\mathrm{yd}}} + \frac{x_{\mathrm{u}}}{d} \tag{7.15}$$

$\geq$ 0,7 bei Bewehrung der Klasse B oder Klasse C (siehe Tabelle 5.5);

$\geq$ 0,8 bei Bewehrung der Klasse A (siehe Tabelle 5.5).

Im Fall von vorgespannten Bauteilen muss f_{yd} in Gleichung (7.15) ersetzt werden durch:

$$f = \frac{\left(f_{\mathrm{pd}} - \sigma_{\mathrm{pm},\infty}\right)A_{\mathrm{p}} + f_{\mathrm{yd}}A_{\mathrm{s}}}{A_{\mathrm{p}} + A_{\mathrm{s}}} \tag{7.16}$$

Dabei ist

$\sigma_{\mathrm{pm},\infty}$ das Langzeit-Spannungsniveau in den Spanngliedern bezogen auf den Zustand des (elastisch) ungedehnten Betons auf gleichem Niveau.

Alle Werte beziehen sich auf den Querschnitt des umgelagerten Moments.

(3) Die Bewehrungsanordnung in Flachdecken sollte das Verhalten unter den Nutzungsbedingungen widerspiegeln, was üblicherweise zu einer Konzentration von Bewehrung über den Stützen führt. Die Anforderungen an den Maximalabstand der Biegebewehrung bei Vollplatten nach 12.3.1 gelten.

(4) Eine lineare Berechnung mit Umlagerung mit ausdrücklicher Überprüfung der Rotationsfähigkeit darf für den Nachweis des ULS angewendet werden, sofern die erforderliche Rotation θ_{Ed} für den Querschnitt mit dem plastischen Biegewiderstand kleiner oder gleich der Rotationsfähigkeit θ_{Rd} des betrachteten Querschnitts ist.

Die erforderliche Rotation folgt aus dem Integral der Krümmungen, wobei die Rissbildung des Betons berücksichtigt werden sollte. Dabei dürfen die Zugfestigkeit und Mitwirkung des Betons auf Zug berücksichtigt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Die Rotationsfähigkeit darf nach Gleichung (7.17) bestimmt werden.

$$\theta_{\mathrm{Rd}} = \left(\left(k_{\mathrm{y}} \cdot k_{\mathrm{l,pl}} \cdot l_{\mathrm{cf}} + 2k_{\mathrm{d}} \cdot d \right) \cdot \left[\left(\frac{1}{r} \right)_{\mathrm{u,m}} - \frac{TS_{\mathrm{My}} \cdot \varepsilon_{\mathrm{yd}}}{(d - x)} \right] \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{\theta}} \geq 0 \tag{7.17}$$

Dabei ist

$$k_{\mathrm{l,pl}} = \frac{1}{2} - \frac{\left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{x}{d}\right)}{2 \cdot \left(1 - 0{,}4 \cdot \frac{x_{\mathrm{u}}}{d}\right)} \cdot \frac{f_{\mathrm{yd}}}{f_{\mathrm{s,ef}}} \tag{7.18}$$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{\mathrm{u,m}} = TS_{\mathrm{Mu}} \cdot \min \left\{ \frac{\varepsilon_{\mathrm{ud}}}{(d - x_u)}; \frac{\alpha_{\varepsilon} \cdot \varepsilon_{\mathrm{cu}}}{x_u} \right\} \tag{7.19}$$

$$TS_{\mathrm{Mu}} = 1 - \frac{1}{2\alpha} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{\mathrm{yd}}}{\varepsilon_{\mathrm{ud,ef}}} \right), \text{ wenn } \alpha \geq 1 \tag{7.20}$$

$$TS_{\mathrm{Mu}} = \frac{\alpha}{2} \cdot \varepsilon_{\mathrm{ud,ef}} + \varepsilon_{yd} \left(1 - \frac{\alpha}{2} + \left(\frac{f_{\mathrm{s,ef}}}{f_{\mathrm{yd}}} - 1 \right) \cdot \left(2 - \frac{1}{\alpha} - \alpha \right) \right), \text{ wenn } \alpha < 1 \tag{7.21}$$

$$TS_{\mathrm{My}} = 1 - 0{,}6 \left[\frac{M_{\mathrm{cr}}}{M_{\mathrm{y}}} \right] \geq 0{,}4 \tag{7.22}$$

$$\alpha = \frac{\left(f_{\mathrm{s,ef}} - f_{yd}\right) \cdot A_s}{\pi \cdot \phi \cdot \frac{s_{\mathrm{m}}}{2} \cdot 0{,}3 \cdot f_{\mathrm{cm}}^{\frac{2}{3}}} \tag{7.23}$$

Dabei ist

l_{cf} der Abstand zwischen zwei benachbarten Wendepunkten;

$f_{\mathrm{s,ef}}$ die Zugspannung in der Bewehrung unter Annahme einer Spannungs-Dehnungs-Linie für den Bewehrungsstabmit einem zweiten ansteigenden Ast, siehe Bild 5.2, wenn M_{Rd} ermittelt wird;

$\varepsilon_{\mathrm{ud,ef}}$ die Dehnung in der Bewehrung mit einer Spannung gleich $f_{\mathrm{s,ef}}$;

M_{y} das innere Moment, wenn die Dehnung in der Zugbewehrung gleich $\varepsilon_{\mathrm{yd}}$ ist;

k_{y} $= 1$;

k_{d} $= 1$;

α_{ε} $= 1$;

γ_{θ} ist ein Sicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheit.

ANMERKUNG Der Wert von $\gamma_{\theta} = 3{,}0$ gilt, sofern nicht der Nationale Anhang einen anderen Wert festlegt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

7.3.3 Verfahren nach der Plastizitätstheorie

7.3.3.1 Allgemeines

(1) Verfahren nach der Plastizitätstheorie dürfen nur für die Nachweise im ULS verwendet werden, mit Ausnahme der Berechnung mit Spannungsfeldern und Stabwerkmodellen (siehe 7.3.3.4), die auch unter bestimmten Bedingungen im SLS (siehe 9.2.4(7)) angewendet werden dürfen.

(2) Das Verfahren nach der Plastizitätstheorie sollte im Allgemeinen auf Grundlage des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie angewendet werden. Verfahren nach der Plastizitätstheorie auf Grundlage des oberen Grenzwertsatzes dürfen angewendet werden, sofern aus Erfahrung bekannt ist, dass sich die Art der angenommenen Mechanismen einstellen kann.

(3) Die plastische Verformungsfähigkeit der kritischen Querschnitte muss für die angestrebte Plastifizierung ausreichen.

(4) Die Auswirkungen der vorausgegangenen Lastgeschichte dürfen vernachlässigt werden; es darf eine stetige Zunahme der Stärke der Einwirkungen angenommen werden.

(5) Verfahren nach der Plastizitätstheorie dürfen nur für Betonstahl der Klassen B und C angewendet werden. Spannstahl darf als Stahl der Klasse B betrachtet werden.

(6) Bei Verfahren nach der Plastizitätstheorie muss der horizontale Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie für die Bewehrung (siehe Bild 5.2 und Bild 5.3) bei der Bestimmung des Widerstands der Querschnitte verwendet werden.

7.3.3.2 Berechnung für Balken, Rahmen und Platten ohne Nachweis der Rotationsfähigkeit

(1) Verfahren nach der Plastizitätstheorie ohne direkte Überprüfung der Rotationsfähigkeit dürfen im Grenzzustand der Tragfähigkeit durchgeführt werden, wenn alle der folgenden Bedingungen erfüllt sind:

(i) die Fläche der Zugbewehrung ist so begrenzt, dass in jedem Querschnitt, in dem plastische Gelenke zu erwarten sind, $x_u/d \leq 0{,}25$ gilt;

(ii) das Verhältnis von Stütz- zu Feldmomenten liegt zwischen 0,5 und 2,0.

7.3.3.3 Berechnung mit Spannungsfeldern und Stabwerkmodellen

(1) Spannungsfelder und Stabwerkmodelle dürfen zur Bestimmung der Auswirkungen von Einwirkungen in Tragwerken und Bauteilen angewendet werden. Das schließt wandartige Balken, Wände und Bereiche mit Diskontinuitäten ein.

(2) Die Schnittkräfte in Druck- und Zugstreben dürfen auf Grundlage der linear-elastischen Berechnung, der nichtlinearen Berechnung oder dem Verfahren nach der Plastizitätstheorie berechnet werden.

7.3.4 Nichtlineare Berechnung

(1) Werden nichtlineare Berechnungsverfahren in Nachweisen des ULS oder SLS angewendet, müssen die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen erfüllt werden. Dabei sollte eine realistische Nichtlinearität der Baustoffeigenschaften berücksichtigt werden.

(2) Es gelten die allgemeinen Regeln für nichtlineare Berechnungsverfahren nach prEN 1990.

Wenn nichtlineare Berechnungsverfahren in numerischen Simulationen angewendet werden, müssen die spezifischen Festlegungen nach Anhang F eingehalten werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Die grundlegenden Baustoffmodelle für Beton, Bewehrung und deren Interaktion sollten alle maßgebenden Merkmale des Baustoffverhaltens für das zu betrachtende spezifische Problem erfassen. Zeitabhängige Baustoffeigenschaften von Beton (wie Schwinden und Kriechen) sollten erforderlichenfalls berücksichtigt werden.

(4) Nichtlineare Baustoffmodelle und numerische Verfahren sollten für jeden Anwendungsfall durch Prüfungen, rechnerische Lösungen und/oder Benchmark-Prüfergebnisse validiert werden, einschließlich Grundprüfungen an Baustoffen, tragwerksbezogener Referenzprüfungen und Untersuchungen der Empfindlichkeit der Resultate auf das gewählte Netz der finiten Elemente.

(5) Wenn Baustoffeigenschaften wie die Zugfestigkeit oder die Bruchenergie von Beton einen maßgeblichen Einfluss auf die Ergebnisse haben, sollte eine Empfindlichkeitsberechnung zum Tragwerksverhalten in Bezug auf diese Eigenschaften durchgeführt werden.

(6) Werden Berechnung und Nachweis kombiniert, darf der Widerstand gegen Biege- und Normalkräfte der Stahl- oder Spannbetonquerschnitte nicht von der Zugfestigkeit des Betons abhängig sein.

(7) Eine geeignete Beschreibung von mehrachsigen Spannungszuständen in Beton sollte berücksichtigt werden, insbesondere wenn Zug und Druck in derselben Reaktion eines Finiten-Elements kombiniert werden.

(8) Die Modellierung der Rissbildung sollte die Richtung der Bewehrung berücksichtigen, die zur Rissbreitenbegrenzung vorgesehen ist.

7.4 Statische Berechnung von Bauteilen und Systemen mit Normalkraft nach Theorie II. Ordnung

7.4.1 Allgemeines

(1) Die Festlegungen nach 7.4 sollten auf Bauteile (z. B. Stützen, Wände, Pfähle, Bögen und Schalen) oder Tragwerke (z. B. mit einem verschieblichen Aussteifungssystem) angewendet werden, bei denen das Tragwerksverhalten durch die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung wesentlich beeinflusst wird.

(2) Bei Berücksichtigung von Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung müssen das Gleichgewicht und die Tragfähigkeit im verformten Zustand nachgewiesen werden. Die Verformungen müssen unter Berücksichtigung der maßgebenden Auswirkungen von Rissbildung, nichtlinearer Baustoffeigenschaften und von Kriechen berechnet werden.

(3) Die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung dürfen vernachlässigt werden, wenn sie nicht mehr als 10 % der entsprechenden Auswirkungen nach Theorie I. Ordnung betragen.

Bei Auswirkungen auf das Gesamtsystem nach Theorie II. Ordnung darf diese Bedingung als erfüllt betrachtet werden, wenn Gleichung (7.24) erfüllt ist:

$$\frac{F_{\mathrm{VB}}}{F_{\mathrm{VEd}}} \geq 10 \tag{7.24}$$

Dabei ist

F_{VEd} die gesamte vertikale Bemessungslast auf dem aussteifenden Tragwerk und den dadurch ausgesteiften Bauteilen;

F_{VB} die Knicklast des aussteifenden Tragwerks, die anhand der Kräftegruppe, die proportional zu F_{VEd} sind, bestimmt wird.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG F_{VB} kann nach Gleichung (O.1) bestimmt werden. Für örtliche Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung (Einzelbauteile) sind vereinfachte Kriterien in O.4 angegeben.

(4) Das Bemessungsmoment für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss das größere Moment aus Moment nach Theorie I. Ordnung und aus Gesamtbemessungsmoment, einschließlich Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung, sein.

(5) Falls maßgebend, muss die Berechnung die Auswirkung der Steifigkeit benachbarter Bauteile und Gründungen einschließen (Boden-Bauwerk-Interaktion).

(6) Das Verhalten des Tragwerks muss in der Richtung betrachtet werden, in der Verformungen auftreten können. Zweiachsige Biegung ist erforderlichenfalls zu berücksichtigen.

7.4.2 Kriechen

(1) Die Auswirkung von Kriechen muss bei der Berechnung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung sowohl der allgemeinen Kriechbedingungen (siehe 5.1.5 und B.5) als auch der unterschiedlichen Lasteinwirkungsdauern in der betrachteten Lastkombination erfasst werden.

(2) Die Lasteinwirkungsdauer darf vereinfacht mittels einer effektiven Kriechzahl berücksichtigt werden. Zusammen mit der Bemessungslast ergibt diese eine Kriechverformung, die der quasi-ständigen Beanspruchung entspricht. Für die Gesamtauswirkungen nach Theorie II. Ordnung darf $\varphi_{\text{eff,s}}$ Gleichung (7.25) entnommen werden. Für Einzelbauteile und lokale Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung darf $\varphi_{\text{eff,b}}$ Gleichung (7.26) entnommen werden.

$$\varphi_{\text{eff,s}} = \varphi(\infty, t_0)\frac{\delta_{0\text{Eqp}}}{\delta_{Ed}} \tag{7.25}$$

$$\varphi_{\text{eff,b}} = \varphi(\infty, t_0)\frac{M_{0\text{Eqp}}}{M_{0\text{Ed}}} \tag{7.26}$$

Dabei ist

$\varphi(\infty,t_0)$ die Endkriechzahl nach Tabelle 5.2 oder B.5;

$\delta_{0\text{Eqp}}$ die maximale horizontale Kurzzeit-Durchbiegung infolge der quasi-ständigen Lastkombination, die unter der Annahme ungerissener Querschnitte bestimmt wurde;

δ_{Ed} die maximale horizontale Kurzzeit-Durchbiegung infolge der maßgebenden Lastkombinationen aus einer Berechnung nach Theorie I. Ordnung, die unter der Annahme ungerissener Querschnitte bestimmt wurde. Mindestens zwei Kombinationen sollten berücksichtigt werden: eine, die der Kombination mit maßgebender horizontaler Last entspricht, und eine, die der Kombination mit maßgebender vertikal aufgebrachter Last entspricht; der größte resultierende Wert von $\varphi_{\text{ef,b}}$ sollte verwendet werden:

$M_{0\text{Eqp}}$ ist das maximale Moment nach Theorie I. Ordnung infolge der quasi-ständigen Lastkombination, einschließlich der Auswirkung der Imperfektionen nach 7.2.1;

$M_{0\text{Ed}}$ ist das maximale Moment nach Theorie I. Ordnung infolge der maßgebenden Lastkombination.

(3) Als Annäherung darf das Verhältnis zwischen den Momenten ($M_{0\text{Eqp}}/M_{0\text{Ed}}$) durch das Verhältnis der vertikalen Lasten in den quasi-ständigen und den Bemessungssituationen ersetzt werden.

(4) Werden die Gesamttragwerksberechnung und die lokale Berechnung kombiniert, sollte φ_{eff} als der Höchstwert von $\varphi_{\text{eff,s}}$ und $\varphi_{\text{eff,b}}$ angenommen werden, sofern nicht nachgewiesen wird, dass lokale Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung nicht maßgebend sind; in diesem Fall gilt $\varphi_{\text{eff}} = \varphi_{\text{eff,s}}$.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

7.4.3 Berechnungsverfahren

7.4.3.1 Allgemeines

(1) Jedes einzelne der folgenden drei Berechnungsverfahren darf angewendet werden:

— ein vereinfachtes Verfahren mit Nennkrümmung, das ausschließlich lokale Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt (siehe 7.4.3.2);

— ein Verfahren zur linear-elastischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung, das entweder auf reduzierten Steifigkeitswerten (siehe 7.4.3.2) oder auf einem Momenten-Vergrößerungsfaktor beruht; und

— ein allgemeines, vollständig nichtlineares Berechnungsverfahren (siehe 7.4.3.3).

ANMERKUNG Ein Beispiel für ein Verfahren auf Grundlage von:

— einer Nennkrümmung ist in O.7 angegeben;

— einem reduzierten Steifigkeitswert ist in O.8 angegeben;

— einem Momenten-Vergrößerungsfaktor ist in O.6.2 angegeben.

7.4.3.2 Vereinfachte Verfahren auf Grundlage der Nennkrümmung und der linearen Berechnung nach Theorie II. Ordnung

(1) Die Verfahren auf Grundlage der Nennkrümmung und der linear-elastischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung sollten eine wirksame Steifigkeit verwenden. Diese Steifigkeit darf konservativ als die Steifigkeit angesetzt werden, die sich ergibt, wenn Fließen auftritt [siehe Bild 7.4 a)]. Bei globalen Auswirkungen, wenn Fließen nacheinander an verschiedenen Stellen auftritt, darf die Steifigkeit, die sich ergibt, wenn sich das letzte plastische Gelenk entwickelt, konservativ verwendet werden [siehe Bild 7.4 b)]. Sofern begründet, dürfen auch andere, weniger konservative Schätzwerte verwendet werden.

a) lokale Auswirkungen **b) globale Auswirkungen**

Bild 7.4 — Mögliche äquivalente Steifigkeit

ANMERKUNG Anhang O enthält einen ergänzenden Leitfaden zu vereinfachten Verfahren für die statische Berechnung nach Theorie II. Ordnung von Bauteilen und Systemen.

7.4.3.3 Allgemeines nichtlineares Berechnungsverfahren

(1) Für das allgemeine nichtlineare Berechnungsverfahren einschließlich geometrischer Nichtlinearität, z. B. mit Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung, gelten die allgemeinen Regeln für die nichtlineare Berechnung nach 7.3.4.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

(2) Für die Schnittgrößenermittlung müssen geeignete Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton und Bewehrung verwendet werden. Die Kriechauswirkung muss berücksichtigt werden.

(3) Die Spannungs-Dehnungs-Linien nach 5.1.6 [Gleichung (5.6)] für Beton und nach 5.2.4 (Bild 5.2) für Betonstahl und nach 5.3.3 (Bild 5.3) für Spannstahl dürfen verwendet werden. Mit Spannungs-Dehnungs-Linien, die auf Bemessungswerten beruhen, wird ein Bemessungswert der Traglast direkt aus der Berechnung ermittelt.

Wenn Gleichung (5.6) zur Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton verwendet wird, muss f_{cm} durch den Bemessungswert der Druckfestigkeit f_{cd} (ausgenommen in Gleichung (5.9) und Gleichung (5.10) für $\varepsilon_{\mathrm{c1}}$ und $\varepsilon_{\mathrm{cu1}}$) ersetzt werden und E_{cm} durch E_{cd} in Gleichung (7.27):

$$E_{\mathrm{cd}} = \frac{E_{\mathrm{cm}}}{\gamma_{\mathrm{cE}}} \tag{7.27}$$

(4) Wenn keine genaueren Modelle verwendet werden, darf das Kriechen berücksichtigt werden, indem alle Dehnungswerte in der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons nach 7.4.3.3(3) mit einem Faktor $(1 + \varphi_{\mathrm{eff}})$ multipliziert werden. Dabei ist φ_{eff} die effektive Kriechzahl nach 7.4.2(4).

(5) Die günstige Auswirkung der Mitwirkung des Betons auf Zug darf bei der Bestimmung der Steifigkeit berücksichtigt werden, sofern 7.3.4(6) erfüllt wird.

(6) Üblicherweise sollten die Gleichgewichtsbedingungen und die Dehnungsverträglichkeit von mehreren Querschnitten erfüllt werden. Als Vereinfachung braucht diese Bedingung nur an dem/den kritischen Querschnitt(en) erfüllt werden. Dabei ist eine zutreffende Änderung der dazwischen liegenden Krümmungen anzunehen, z. B. ähnlich dem Moment nach Theorie I. Ordnung oder entsprechend einer anderen zweckmäßigen Vereinfachung.

7.4.4 Druckglied mit zweiachsiger Biegung

(1) Das allgemeine Verfahren nach 7.4.3.3 darf für zweiachsige Biegung angewendet werden. Falls vereinfachte Verfahren angewendet werden, gelten die Festlegungen nach (3) und (4).

(2) Für die Nachweise sollte der Querschnitt des Bauteils mit der kritischen Kombination von Momenten verwendet werden.

(3) Als erster Schritt darf eine getrennte Bemessung in beiden Hauptrichtungen unter Berücksichtigung der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung ohne Beachtung der Interaktion der zweiachsigen Biegung erfolgen. Imperfektionen sollten nur in der Richtung berücksichtigt werden, in der sie zur ungünstigsten Auswirkung führen.

(4) Es bedarf keiner weiteren Überprüfungen, wenn das Schlankheitsverhältnis die folgende Bedingung erfüllt

$$0{,}5 \leq \frac{\lambda_{\mathrm{y}}}{\lambda_{\mathrm{z}}} \leq 2 \tag{7.28}$$

und wenn das Verhältnis der dimensionslosen Lastausmitten e'_{y} und e'_{z} (siehe Bild 7.5) eine der folgenden Bedingungen erfüllt:

$$\frac{e'_{\mathrm{y}}}{e'_{\mathrm{z}}} \leq 0{,}2 \ \text{ oder } \ \frac{e'_{\mathrm{y}}}{e'_{\mathrm{z}}} \geq 5 \tag{7.29}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

λ_y, λ_z	die Schlankheiten l_0/i, jeweils bezogen auf die y- und z-Achse;
i_y, i_z	die Trägheitsradien, jeweils bezogen auf die y- und z-Achse;
$e'_z = M_{Edy}/\lvert(N_{Ed} \cdot b)\rvert$	die dimensionslose Lastausmitte entlang der z-Achse;
$e'_y = M_{Edz}/\lvert(N_{Ed} \cdot h)\rvert$	die dimensionslose Lastausmitte entlang der y-Achse.

Bei nicht rechteckigen Querschnitten müssen b und h durch $b_{eq} = i_y\sqrt{12}$ und $h_{eq} = i_z\sqrt{12}$ ersetzt werden.

(5) Wenn nicht alle Bedingungen nach Gleichung (7.28) und Gleichung (7.29) erfüllt sind, sollte die zweiachsige Biegung, einschließlich Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung in jeder Richtung, berücksichtigt werden.

a) Rechteckiger Querschnitt **b) Allgemeiner Querschnitt**

Bild 7.5 — Definition der Lastausmitten e_y und e_z

7.5 Kippen schlanker Balken

(1) Das Kippen (seitliches Ausweichen) schlanker Balken muss erforderlichenfalls berücksichtigt werden, z. B. bei Transport und Montage von Fertigteilbalken, bei Balken ohne ausreichende seitliche Aussteifung im fertigen Tragwerk usw. Geometrische Imperfektionen müssen bei der Berechnung der Auswirkungen infolge von Kippen berücksichtigt werden.

(2) Fehlen projektspezifische bautechnische Unterlagen, die maximale Abweichungen festlegen, sollte beim Nachweis von unausgesteiften Balken eine seitliche Auslenkung von $l/300$ als geometrische Imperfektion angesetzt werden, wobei l die Gesamtlänge des Balkens ist. In fertigen Tragwerken darf die Aussteifung durch angeschlossene Bauteile in berücksichtigt werden.

(3) Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung in Kombination mit Kippen dürfen vernachlässigt werden, falls die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

— ständige Bemessungssituationen:

$$\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \tag{7.30}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

— vorübergehende Bemessungssituationen:

$$\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \tag{7.31}$$

Dabei ist

l_{0t} der Abstand zwischen den Torsionseinspannungen;

h die Gesamthöhe des Balkens im mittleren Bereich von l_{0t};

b die Breite des Druckgurts.

(4) Die mit dem Kippen verbundene Torsion sollte bei der Bemessung von Bauteilen, die schlanke Balken stützen, berücksichtigt werden.

7.6 Vorgespannte Bauteile und Tragwerke

7.6.1 Allgemeines

(1) Die Auswirkungen der Vorspannung dürfen durch einen der folgenden gleichwertigen Ansätze berücksichtigt werden:

a) Eigenspannungszustände im Beton und in den Spanngliedern (der Ansatz wird auch als die auf der Seite des Widerstands betrachtete Vorspannung bezeichnet). In diesem Fall sind die Schnittkräfte infolge der Vorspannung ausschließlich auf externen Zwang (statisch unbestimmte Komponente der Vorspannung) zurückzuführen;

ANMERKUNG In diesem Fall kann die Auswirkung der Vorspannung modelliert werden, indem auf die Querschnitte des Tragwerks eine Längsdehnung, die der Vorspannkraft dividiert durch die Längssteifigkeit des Querschnitts entspricht, sowie eine Krümmung, die der Vorspannkraft multipliziert mit der Lastausmitte der Vorspannung, bezogen auf den Schwerpunkt dividiert durch die Biegesteifigkeit des Querschnitts entspricht, aufgebracht werden.

b) System von im Gleichgewicht befindlichen Kräften (Verankerungs-, Ablenk- und Reibungskräfte), die von den Spanngliedern auf das Betonbauteil aufgebracht werden (Ansatz wird auch als Vorspannung bezeichnet, betrachtet als äußere Einwirkung). In diesem Fall umfassen die Schnittkräfte sowohl die statisch bestimmten als auch die statisch unbestimmten Komponenten der Vorspannung.

(2) Da die aus den beiden Ansätzen resultierenden Schnittkräfte unterschiedlich sind, muss die Tragfähigkeit von Querschnitten und Bauteilen konsistent mit dem Ansatz nach 7.6.5(1) nachgewiesen werden.

7.6.2 Vorspannkraft

(1) Zu einem gegebenen Zeitpunkt t und im Abstand x (oder einer Bogenlänge) vom Spannende des Spannglieds sollte der Mittelwert der Vorspannung $\sigma_{p,mt}(x)$ als gleich der am Spannende aufgebrachten Höchstspannung $\sigma_{p,max}$ angesetzt werden. Dabei sind die absoluten Werte der sofortigen (siehe 7.6.3) und der zeitabhängigen Verluste (siehe 7.6.4) abzuziehen.

(2) Die Kurzzeit-Spannungen im Spannstahl müssen auf die Werte nach Tabelle 7.1 begrenzt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 7.1 — Grenzwerte für Kurzzeit-Vorspannungen

Begrenzte Spannung	Grenzwert der Spannung
Maximalspannung beim Spannen $\sigma_{p,max}$	$\leq 0{,}8 f_{pk}$
	$\leq 0{,}9 f_{p0,1k}$
Überspannen[a] (z. B. bei Auftreten einer unerwartet hohen Reibung)	$\leq 0{,}95 f_{p0,1k}$
Maximalspannung nach Übertragung der Vorspannung/Verankerung[b] $\sigma_{p,m0}(x)$	$\leq 0{,}75 f_{pk}$
	$\leq 0{,}85 f_{p0,1k}$

[a] **Ein Überspannen ist nur zulässig, wenn die Kraft in der Spannpresse mit einer Genauigkeit von ±5 % des Endwerts der Vorspannkraft gemessen werden kann.**

[b] **Die Spannung nach dem Übertragen/Verankern wird bestimmt, indem die sofortigen Verluste (siehe 7.6.3) von der am Spannende aufgebrachten Spannung abgezogen werden.**

(3) Der Mittelwert der Vorspannung $\sigma_{p,mt}(x)$ zum Zeitpunkt $t > t_0$ sollte unter Berücksichtigung des Spannverfahrens bestimmt werden. Zusätzlich zu den sofortigen Verlusten $\Delta\sigma_{p,i}$ nach 7.6.3 sollten die zeitabhängigen Vorspannungsverluste $\Delta\sigma_{p,c+s+r}(x)$ nach 7.6.4 aus Kriechen und Schwinden des Betons sowie die Langzeitrelaxation des Spannstahls berücksichtigt werden:

$$\sigma_{p,mt}(x) = \sigma_{p,m0}(x) - \Delta\sigma_{p,c+s+r}(x) \tag{7.32}$$

7.6.3 Sofortige Spannungsverluste

7.6.3.1 Allgemeines

(1) Bei der Bestimmung der sofortigen Verluste $\Delta\sigma_{p,i}(x)$ sollten, sofern maßgebend, die folgenden Einflüsse für sofortigen und nachträglichen Verbund berücksichtigt werden:

— während des Spannvorgangs: Reibungsverluste zwischen Spannstahl und Hüllrohr oder Umlenkvorrichtungen $\Delta\sigma_{p,\mu}(x)$, siehe 7.6.3.2;

— während des Spannvorgangs: Verluste aufgrund von Ankerschlupf (z. B. Keilschlupf) $\Delta\sigma_{p,sl}$, siehe 7.6.3.3;

— bei der Übertragung der Vorspannung auf den Beton: Verluste infolge von sofortiger Verformung des Betons $\Delta\sigma_{p,el}$, siehe 7.6.3.4;

— Verluste infolge von Kurzzeitrelaxation der Spannglieder in der Zeit zwischen dem Spannen der Spannglieder und dem Vorspannen des Betons $\Delta\sigma_{pr}$ (soweit zutreffend), siehe B.9. Bei Wärmebehandlung werden die Verluste aufgrund von Schwinden und Relaxation modifiziert und sollten entsprechend bewertet werden; die direkte Wärmeauswirkung sollte ebenfalls berücksichtigt werden (siehe 13.4.2).

7.6.3.2 Reibungsverluste

(1) Die Reibungsverluste $\Delta\sigma_{p,\mu}(x)$ bei Spanngliedern sollten wie folgt abgeschätzt werden:

$$\Delta\sigma_{p,\mu} = \sigma_{p,max}\left[1 - exp\left(-\mu\left(\alpha_\mu + k_\mu x\right)\right)\right] \tag{7.33}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

α_μ die Summe der absoluten Werte der Winkelabweichungen über einen Abstand x;

μ der Reibungsbeiwert zwischen dem Spannglied und seinem Hüllrohr oder der Umlenkvorrichtung;

k_μ ein unbeabsichtigter Umlenkwinkel bei internen Spanngliedern im nachträglichen Verbund je Längeneinheit (Krümmung); und

x die Länge entlang des Spannglieds von dem Punkt, an dem die Vorspannung gleich $\sigma_{p,max}$ ist (die Kraft am Spannende während des Spannvorgangs).

ANMERKUNG 1 Die Werte μ und k_μ können der technischen Dokumentation des Spannverfahrens (im nachträglichen Verbund) entnommen werden.

ANMERKUNG 2 Der Wert μ hängt von den Oberflächeneigenschaften der Spannglieder und des Hüllrohrs oder der Umlenkvorrichtung, von etwaigem Rostansatz, von der Spannglieddehnung und vom Spanngliedprofil ab.

ANMERKUNG 3 Der Wert k_μ für den unbeabsichtigten Umlenkwinkel hängt von der Ausführungsqualität, dem Abstand zwischen den Spanngliedunterstützungen, dem verwendeten Typ von Hüllrohr oder Ummantelung, sowie der Intensität der Betonverdichtung ab.

(2) In Ermangelung genauerer Angaben, dürfen die Werte für μ nach Tabelle 7.2 in Gleichung (7.33) verwendet werden.

(3) Wenn keine genaueren Angaben vorliegen, dürfen für den ungewollten Umlenkwinkel der internen Spannglieder im nachträglichen Verbund im Allgemeinen Werte im Bereich von $0{,}005 < k_\mu < 0{,}01$ je Meter angesetzt werden. Bei Spanngliedern im sofortigen Verbund und bei externen Spanngliedern dürfen die Relaxationsverluste infolge von ungewollter Umlenkung vernachlässigt werden.

Tabelle 7.2 — Reibungsbeiwerte μ von internen Spanngliedern im nachträglichen Verbund und von externen Spanngliedern zur Verwendung beim Fehlen genauerer Angaben

Art des Spannstahls	Interne Spannglieder		Gefettete und ummantelte Litze	Externe Spannglieder
	Metallhüllrohr	Polymerhüllrohr	PE-Hüllrohr	PE-Hüllrohr
Kaltgezogener Draht	0,17	0,12	—	0,10
Litze	0,19	0,14	0,05	0,12
Gerippter Stab	0,65	—	—	—
Glatter Rundstab	0,33	—	—	—

7.6.3.3 Verluste infolge von Ankerschlupf

(1) Während des Vorgangs der Verankerung von Spannstahl nach dem Vorspannen sollten Verluste infolge von Ankerschlupf berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die Werte für den Ankerschlupf werden in der technischen Dokumentation des Spannverfahrens (im nachträglichen Verbund) angegeben.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

7.6.3.4 Verluste infolge von sofortiger Verformung des Betons

(1) Sofern zutreffend, sollte der Spannungsverlust infolge der Verformung des Betons $\Delta\sigma_{\mathrm{p,el}}$ unter Berücksichtigung des Spannprogramms für die Spannglieder, ermittelt werden.

(2) Dieser Verlust $\Delta\sigma_{\mathrm{p,el}}$ darf als Mittelwert des Verlustes in jedem Spannglied wie folgt angenommen werden:

$$\Delta\sigma_{\mathrm{p,el}} = E_{\mathrm{p}} \sum j \frac{\Delta\sigma_{\mathrm{cp}}(t)}{E_{\mathrm{cm}}(t)} \tag{7.34}$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{\mathrm{cp}}(t)$ die Spannungsänderung im Beton am Schwerpunkt der Spannglieder, wenn n Spannglieder zum Zeitpunkt t gespannt werden;

j ein Koeffizient mit:

— $j = (n - 1)/2n$ bei Änderungen infolge der Vorspannung, dabei ist n die Anzahl der identischen Spannglieder, die nacheinander gespannt werden (üblich bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund);

— $j = 1$ bei Änderungen infolge der Vorspannung, dabei ist n die Anzahl der identischen Spannglieder, die gleichzeitig gespannt werden (üblich bei Vorspannung mit sofortigem Verbund), oder infolge von ständigen Einwirkungen, die nach dem Vorspannen aufgebracht werden.

7.6.4 Zeitabhängige Spannungverluste

(1) Die zeitabhängigen Verluste sollten unter Berücksichtigung der beiden folgenden Spannungsreduktionen ermittelt werden:

a) jene aufgrund der Dehnungsreduktion infolge der Betonverformungen, die durch Kriechen und Schwinden unter den quasi-ständigen Lasten auftreten; und

b) Jene aufgrund der Spannungsreduktion im Stahl infolge der Relaxation unter Zug (siehe B.9).

Die Interaktion zwischen der Relaxation von Spannstahl und der Betonverformung infolge von Kriechen und Schwinden darf im Allgemeinen und näherungsweise berücksichtigt werden, indem ein Abminderungsfaktor von 0,8 auf die Spannungsrelaxation angewendet wird. Genauere Verfahren für die Berechnung der Relaxationsverluste dürfen unter Berücksichtigung der Veränderung der Spannglieddehnung infolge von Kriechen und Schwinden des Betons verwendet werden.

(2) Zeitabhängige Spannungsverluste in den Spanngliedern infolge von Kriechen, Schwinden und Relaxation an der Stelle x zum Zeitpunkt t unter quasi-ständiger Einwirkungskombination bei Bauteilen mit einem nicht zusammengesetzten Querschnitt dürfen nach Gleichung (7.35) berechnet werden.

$$\Delta\sigma_{\mathrm{p,c+s+r}} = \frac{\varepsilon_{\mathrm{cs}} E_{\mathrm{p}} + 0{,}8\Delta\sigma_{\mathrm{pr}} + \frac{E_{\mathrm{p}}}{E_{\mathrm{cm}}}\varphi(t,t_0)\sigma_{\mathrm{cp,QP}}}{1 + \frac{E_{\mathrm{p}}}{E_{\mathrm{cm}}}\frac{A_{\mathrm{p}}}{A_{\mathrm{c}}}\left(1 + \frac{A_{\mathrm{c}}}{I_{\mathrm{c}}} z_{\mathrm{cp}}^2\right)[1 + 0{,}8\varphi(t,t_0)]} \tag{7.35}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

$\Delta\sigma_{\mathrm{pr}}$ der absolute Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern an der Stelle x zum Zeitpunkt t infolge von Relaxation des Spannstahls. Er sollte für die Anfangsspannung in den Spanngliedern infolge von Anfangsvorspannung und quasi-ständiger Einwirkungskombination $\sigma_{\mathrm{pr}} = \sigma_{\mathrm{pr}}(G + P_{\mathrm{m0}} + \psi_2 Q)$ bestimmt werden;

$\sigma_{\mathrm{cp,QP}}$ die Betonspannung nahe der Spannglieder infolge von Eigenlast und Anfangsvorspannung sowie von weiteren maßgebenden quasi-ständigen Einwirkungen. Der Wert für $\sigma_{\mathrm{cp,Q}}P$ kann je nach untersuchtem Bauzustand die Auswirkung nur eines Teils der Eigenlast und der Anfangsvorspannung oder die Auswirkung einer gesamten quasi-ständigen Einwirkungskombination $[\sigma_{\mathrm{cp}} \cdot (G + P_{\mathrm{m0}} + \psi_2 Q)]$ sein (siehe B.8);

z_{cp} der Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Betonquerschnitts und den Spanngliedern.

ANMERKUNG Die Übernahme eines Werts von 1,0 als Nenner in Gleichung (7.35) ist konservativ.

(3) Die Gleichung (7.35) gilt für Spannglieder im Verbund bei Verwendung lokaler Spannungswerte sowie für Spannglieder ohne Verbund, wenn Mittelwerte der Spannung verwendet werden. Die Mittelwerte sollten für externe Spannglieder im Bereich gerader Abschnitte zwischen den idealisierten Umlenkpunkten oder für interne Spannglieder entlang der Gesamtlänge berechnet werden.

7.6.5 Auswirkungen der Vorspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Die statisch bestimmte Komponente der Vorspannung darf entweder als eine äußere Einwirkung oder als ein Widerstand betrachtet werden, wenn der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Biegewiderstand geführt wird [siehe 7.6.1(1)]. Bei der Bestimmung des Biegewiderstands des Querschnitts muss im ersten Fall der Widerstand des Spannglieds auf $f_{\mathrm{pd}} - \sigma_{\mathrm{pd}}$ und im zweiten Fall auf f_{pd} begrenzt werden.

(2) Im Allgemeinen darf der Bemessungswert der Vorspannung als äußere Einwirkung mit $\sigma_{\mathrm{pd,t}}(x) = \gamma_{\mathrm{P}}\sigma_{\mathrm{p,mt}}(x)$ ermittelt werden.

(3) Bei vorgespannten Bauteilen mit Spanngliedern ohne Verbund sollte im Allgemeinen die Verformung des gesamten Bauteils bei der Berechnung des Spannungsanstiegs im Spannstahl berücksichtigt werden. Wenn keine genauere Berechnung durchgeführt wird und der Abstand zwischen den Festpunkten eine Stützweite des Balkens nicht überschreitet, darf angenommen werden, dass der Spannungsanstieg im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgrund der Bauteilverformung vor dem Erreichen des Versagens $\Delta\sigma_{\mathrm{p,ULS}} = 100$ MPa beträgt.

(4) Wird der Spannungsanstieg in Spanngliedern ohne Verbund für vorgespannte Bauteile unter Berücksichtigung des Verformungszustands des gesamten Bauteils berechnet, sollten die Mittelwerte der Baustoffeigenschaften verwendet werden. Der Bemessungswert des Spannungsanstiegs $\Delta\sigma_{\mathrm{pd}} = \Delta\sigma_{\mathrm{p}} \cdot \gamma_{\Delta\mathrm{P}}$ sollte unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\Delta\mathrm{P,sup}}$ oder $\gamma_{\Delta\mathrm{P,inf}}$ nach 4.3.2 bestimmt werden.

(5) Bei externen Spanngliedern darf die Dehnung im Spannstahl zwischen zwei aufeinanderfolgenden Spanngliedunterstützungen als konstant angenommen werden. Die Dehnung im Spannstahl sollte dann entsprechend der Anfangsdehnung angesetzt werden, die unmittelbar nach dem Vorspannvorgang bestimmt wurde, zuzüglich der Dehnung infolge der Tragwerksverformung zwischen den betrachteten Auflagerpunkten, unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Verluste. Eine Umlenkstelle in einem externen Spannglied darf als unverschiebliches Auflager betrachtet werden, wenn die Differenz der Spanngliedkraft zwischen den beiden Enden des Umlenkpunktes kleiner ist als der Reibungsverlust des Spannglieds im Umlenkpunkt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

8 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS)

8.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft

8.1.1 Allgemeines

(1) 8.1 gilt für ungestörte Bereiche von Balken, Platten und ähnlichen Bauteilarten, deren ebene Querschnitte vor und nach Beanspruchung näherungsweise eben bleiben. Die Diskontinuitätsbereiche von Balken und anderen Bauteilen, in denen ebene Querschnitte nicht eben bleiben, dürfen nach dem allgemeinen Ansatz nach 8.5 bemessen und baulich durchgebildet werden.

(2) Bei der Bestimmung des Biegewiderstands von Querschnitten aus Stahlbeton oder Spannbeton müssen folgende Annahmen getroffen werden:

— ebene Querschnitte bleiben eben;

— die Änderung der Dehnung der im Verbund liegenden Bewehrung oder Spannglieder ist sowohl für Zug als auch für Druck gleich der Änderung der Dehnung im umgebenden Beton;

— die Betonzugfestigkeit wird vernachlässigt;

— die Betondruckspannungen werden entsprechend den Bemessungs-Spannungsverteilungen nach 8.1.2 ermittelt;

— die Spannungen im Betonstahl oder im Spannstahl werden mit den Bemessungs-Spannungs-Dehnungs-Linien nach 5.2 (Bild 5.2) und 5.3 (Bild 5.3) bestimmt;

— die Dehnungsdifferenz zwischen Spannstahl und dem umgebenden Beton wird berücksichtigt, wenn die Spannungen in den Spanngliedern unter besonderer Berücksichtigung der zeitabhängigen Verluste zum betrachteten Zeitpunkt bewertet werden.

(3) Die Stauchung im Beton muss auf $\varepsilon_{\mathrm{cu}}$ begrenzt werden, siehe 8.1.2(1), es sei denn, der Beton ist umschnürt, siehe 8.1.4.

(4) Die Dehnungen des Betonstahls und des Spannstahls müssen auf $\varepsilon_{\mathrm{ud}}$ begrenzt werden (sofern zutreffend), siehe 5.2.4(2) bzw. 5.3.3(2).

(5) Sofern Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung und die Auswirkung aufgebrachter Verformungen nicht berücksichtigt werden, sollten Querschnitte, die durch eine Normaldruckkraft N_{Ed} belastet werden, für ein Mindestmoment bemessen werden von mindestens:

$$M_{\mathrm{Ed,min}} = \pm N_{\mathrm{Ed}} \cdot e_{\mathrm{d,min}} \tag{8.1}$$

Dabei ist

$$e_{\mathrm{d,min}} = \max\{h/30;\ 20\ \mathrm{mm}\}.$$

(6) Die Begrenzung der Dehnungsverteilungen in einem Querschnitt sollte Bild 8.1 entsprechen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende

1 Zugdehnungsgrenzwert von Betonstahl

2 Stauchungsgrenzwert des Betons

Bild 8.1 — Mögliche Dehnungsverteilungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

(7) Für vorgespannte Bauteile mit Spanngliedern ohne dauerhaften Verbund gilt 7.6.5.

(8) Wenn keine genauere Bemessung der Querschnitte für eine zweiachsige Biegung erfolgt, darf folgendes vereinfachtes Kriterium überprüft werden:

$$\left(\frac{|M_{\mathrm{Edz}}|}{M_{\mathrm{Rdz,N}}}\right)^{a_{\mathrm{N}}} + \left(\frac{|M_{\mathrm{Edy}}|}{M_{\mathrm{Rdy,N}}}\right)^{a_{\mathrm{N}}} \leq 1{,}0 \tag{8.2}$$

Dabei ist

$M_{\mathrm{Edz/y}}$ das Bemessungsmoment um die entsprechende Achse, einschließlich eines Moments nach Theorie II. Ordnung;

$M_{\mathrm{Rdz/y,N}}$ der Momentenwiderstand in der entsprechenden Richtung für die gegebene Normaldruckkraft;

a_{N} ein Exponent, dessen Wert wie folgt bestimmt wird:

— für kreisförmige und elliptische Querschnitte: $a_{\mathrm{N}} = 2$

— für rechteckige Querschnitte:

$\lvert N_{\mathrm{Ed}}\rvert / N_{\mathrm{Rd,0}}$	0,1	0,7	1,0
a_{N}	1,0	1,5	2,0

mit linearer Interpolation für Zwischenwerte;

$N_{\mathrm{Rd,0}}$ der Bemessungswert der aufnehmbaren Normaldruckkraft ohne Berücksichtigung einer Umschnürung:

$$N_{\mathrm{Rd,0}} = A_c f_{\mathrm{cd}} + A_s f_{\mathrm{yd}} \tag{8.3}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

8.1.2 Spannungsverteilung in Druckzonen

(1) Für die Querschnittsbemessung darf die folgende Spannungsverteilung verwendet werden, Bild 8.2c) (Stauchung positiv dargestellt):

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = f_{\mathrm{cd}}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_{\mathrm{c}}}{\varepsilon_{\mathrm{c2}}}\right)^2\right] \qquad \text{für } 0 \le \varepsilon_{\mathrm{c}} \le \varepsilon_{\mathrm{c2}} \tag{8.4a}$$

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = f_{\mathrm{cd}} \qquad \text{für } \varepsilon_{\mathrm{c2}} \le \varepsilon_{\mathrm{c}} \le \varepsilon_{\mathrm{cu}} \tag{8.4b}$$

Dabei ist

$\varepsilon_{\mathrm{c2}} \quad = 0{,}002$

$\varepsilon_{\mathrm{cu}} \quad = 0{,}0035$

a) Querschnitt
b) angenommene Dehnungsverteilung
c) Parabel-Rechteck-Spannungsverteilung
d) Spannungsblock

Bild 8.2 — Spannungsverteilungen in der Druckzone

(2) Alternativ darf ein Spannungsblock wie in Bild 8.2d) angenommen werden.

8.1.3 Biegung in Platten

(1) Rechtwinklig bewehrte Vollplatten mit Biege- und Torsionsmomenten, bei denen die Dicke der Druckzone $x \le 0{,}25d$ und das Torsionsmoment nicht größer als das 0,5-Fache des größten Biegemoments sind, dürfen unter Verwendung der folgenden Gleichungen bemessen werden:

$$m_{\mathrm{Rdx}} \ge m_{\mathrm{Edx}} + \left|m_{\mathrm{Edxy}}\right| \tag{8.5a}$$

$$m_{\mathrm{Rdy}} \ge m_{\mathrm{Edy}} + \left|m_{\mathrm{Edxy}}\right| \tag{8.5b}$$

$$m'_{\mathrm{Rdx}} \ge -m_{\mathrm{Edx}} + \left|m_{\mathrm{Edxy}}\right| \tag{8.5c}$$

$$m'_{\mathrm{Rdy}} \ge -m_{\mathrm{Edy}} + \left|m_{\mathrm{Edxy}}\right| \tag{8.5d}$$

Dabei sind x und y lokale Achsen, die parallel zur Bewehrung verlaufen.

(2) Als Alternative oder in Fällen, die nicht den Anforderungen nach (1) entsprechen, darf Gleichung (G.18) nach G.4(5) verwendet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

8.1.4 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

(1) Der Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons darf durch die günstige Auswirkung der Umschnürungsbewehrung oder der dreiaxialen Druckspannungen erhöht werden.

(2) Der Anstieg der Druckfestigkeit eines Betons mit $d_{\mathrm{dg}} \geq 32$ mm aufgrund einer Querdruckspannung σ_{c2d} darf berechnet werden nach:

$$\Delta f_{\mathrm{cd}} = 4 \cdot \sigma_{\mathrm{c2d}} \qquad \text{für } \sigma_{\mathrm{c2d}} \leq 0{,}6 f_{\mathrm{cd}} \tag{8.6a}$$

$$\Delta f_{\mathrm{cd}} = 3{,}5 \cdot \sigma_{\mathrm{c2d}}^{3/4} \cdot f_{\mathrm{cd}}^{1/4} \qquad \text{für } \sigma_{\mathrm{c2d}} > 0{,}6 f_{\mathrm{cd}} \tag{8.6b}$$

Bei einem Beton mit $d_{\mathrm{dg}} < 32$ mm, muss der Anstieg der Druckfestigkeit Δf_{cd} nach Gleichung (8.6) mit dem Faktor $d_{\mathrm{dg}}/32$ mm abgemindert werden.

Dabei ist

d_{dg} in 8.2.1(4) festgelegt;

σ_{c2d} der absolute Wert der minimalen Hauptdruckspannung in Querrichtung.

ANMERKUNG Vorausgesetzt, dass der Anstieg der Druckfestigkeit Δf_{cd} mit dem Faktor $d_{\mathrm{dg}}/32$ mm abgemindert wird, gelten die Gleichungen (8.6) auch für Beton und Mörtel mit $d_{\mathrm{dg}} < 24$ mm.

(3) Die Umschnürungsspannung σ_{c2d} infolge einer Umschnürungsbewehrung darf berechnet werden als:

$$\sigma_{\mathrm{c2d}} = \frac{2 A_{\mathrm{s,conf}} \cdot f_{\mathrm{yd}}}{b_{\mathrm{cs}} \cdot s} \tag{8.7a}$$

für Bauteile mit Kreisquerschnitt und Quadratquerschnitt unter Druck mit einer einzelnen Umschnürungsbewehrung [Bild 8.3a) und Bild 8.3b)]

$$\sigma_{\mathrm{c2d}} = \frac{2 A_{\mathrm{s,conf}} \cdot f_{\mathrm{yd}}}{\max\{b_{\mathrm{csx}}; b_{\mathrm{csy}}\} \cdot s} \tag{8.7b}$$

für Bauteile mit Rechteckquerschnitt unter Druck mit einer einzelnen Umschnürungsbewehrung [b_{csx} und b_{csy} nach Bild 8.3c)]

$$\sigma_{\mathrm{c2d}} = \min\left\{\frac{\Sigma A_{\mathrm{s,confx}}}{b_{\mathrm{csy}}}; \frac{\Sigma A_{\mathrm{s,confy}}}{b_{\mathrm{csx}}}\right\} \cdot \frac{f_{\mathrm{yd}}}{s} \tag{8.7c}$$

für Bauteile unter Druck mit mehrfacher Umschnürungsbewehrung [Bild 8.3c)]

$$\sigma_{\mathrm{c2d}} = \min\left\{\frac{\Sigma A_{\mathrm{s,confx}}}{b_{\mathrm{csy}}}; \frac{A_{\mathrm{s,confy}}}{x_{\mathrm{cs}}}\right\} \cdot \frac{f_{\mathrm{yd}}}{s} \tag{8.7d}$$

für Druckzonen [Bild 8.3d)]

Dabei ist

$A_{\mathrm{s,conf}}$ die Querschnittsfläche eines Schenkels der Umschnürungsbewehrung;

b_{cs} die Breite des Umschnürungskerns (bis zu seiner Mittellinie, siehe Bild 8.3);

s der Abstand der Umschnürungsbewehrung.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende
A Nulllinie

Bild 8.3 — Definition der Maße der Umschnürungsbewehrung

(4) Der Anstieg der Festigkeit in den umschnürten Bereichen in Bild 8.3 darf unter Berücksichtigung der folgenden mittleren Festigkeit über die Druckzone verteilt werden:

$$f_{\mathrm{cd,c}} = f_{\mathrm{cd}} + k_{\mathrm{conf,b}} \cdot k_{\mathrm{conf,s}} \cdot \Delta f_{\mathrm{cd}} \tag{8.8}$$

Dabei sind die Wirksamkeitsfaktoren $k_{\mathrm{conf,b}}$ und $k_{\mathrm{conf,s}}$ in Tabelle 8.1 festgelegt.

Tabelle 8.1 — Wirksamkeitsfaktoren $k_{\mathrm{conf,b}}$ und $k_{\mathrm{conf,s}}$ für eine Umschnürungsbewehrung

	Form der Druckzone und der Umschnürungsbewehrung	$k_{\mathrm{conf,b}}$	$k_{\mathrm{conf,s}}$
a)	Bauteile mit Quadratquerschnitt unter Druck mit einfacher Umschnürungsbewehrung [Bild 8.3a)]	$k_{\mathrm{conf,b}} = \frac{1}{3}\left(\frac{b_{\mathrm{cs}}}{b}\right)^2$	$k_{\mathrm{conf,s}} = \left(1-\frac{s}{2b_{\mathrm{cs}}}\right)^2$ Dabei ist $1-\frac{s}{2b_{\mathrm{cs}}} \geq 0$
b)	Bauteile mit Kreisquerschnitt unter Druck mit Umschnürungsbewehrung mit Kreisquerschnitt [Bild 8.3b)]	$k_{\mathrm{conf,b}} = \left(\frac{b_{\mathrm{cs}}}{b}\right)^2$	
c)	— für Bauteile mit Quadrat- und Rechteckquerschnitt unter Druck mit mehrfacher Umschnürungsbewehrung; — für Rechteckquerschnitte mit einfacher Umschnürungs-bewehrung; oder — für eine genauere Berechnung von Quadratquerschnitten mit einfacher Umschnürungsbewehrung [Bild 8.3c)]; b_{i} bezieht sich auf alle Abstände zwischen Längsbewehrungsstäben, die durch Umschnürungsbewehrung umfasst sind [$\Sigma b_i^2 = 4b_1^2 + 2b_2^2$ im Beispiel nach Bild 8.3c)]	$k_{\mathrm{conf,b}} = \frac{b_{\mathrm{csx}} \cdot b_{\mathrm{csy}} - \frac{1}{6}\Sigma b_{\mathrm{i}}^2}{b_{\mathrm{x}} \cdot b_{\mathrm{y}}}$	$k_{\mathrm{conf,s}} = \left(1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csx}}}\right)\left(1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csy}}}\right)$ Dabei ist $1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csx}}} \geq 0$ und $1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csy}}} \geq 0$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

	Form der Druckzone und der Umschnürungsbewehrung	$k_{\mathrm{conf,b}}$	$k_{\mathrm{conf,s}}$
d)	Druckzonen infolge von Biegung und Normalkraft [Bild 8.3d)]	Entsprechend a), b) oder c), abhängig von der Form der Umschnürungsbewehrung	$k_{\mathrm{conf,s}} = \left(1-\frac{s}{4x_{\mathrm{cs}}}\right)\left(1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csy}}}\right)$ Dabei sollte x_{cs} nicht angesetzt werden $> b_{\mathrm{csx}}/2$, $1-\frac{s}{4x_{\mathrm{cs}}} \geq 0$ und $1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csy}}} \geq 0$

(5) Die Auswirkung der Umschnürung auf die Stauchungsbegrenzungen im Beton darf nach Gleichung (8.9) bestimmt werden. Wenn diese Erhöhungen der Stauchungen jedoch in der Bemessung eingeschlossen sind, sollte die Betonfläche zwischen der freien Oberfläche und der Achse der Umschnürungsbewehrung nicht in die Festigkeitsnachweise eingeschlossen werden.

$$\varepsilon_{\mathrm{c2,c}} = \varepsilon_{\mathrm{c2}}\left(1 + 5\frac{\Delta f_{\mathrm{cd}}}{f_{\mathrm{cd}}}\right) \tag{8.9a}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{cu,c}} = \varepsilon_{\mathrm{cu}} + 0{,}2\frac{\sigma_{\mathrm{c2d}}}{f_{\mathrm{cd}}} \tag{8.9b}$$

8.2 Querkraft

8.2.1 Allgemeines Nachweisverfahren

(1) Der Querkraftwiderstand von stabförmigen Bauteilen und quer zur Ebene von plattenförmigen Bauteilen muss nach folgenden Verfahren nachgewiesen werden:

(i) Ein genauerer Nachweis des Querkraftwiderstands darf entfallen, wenn

$\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{Rdc,min}}$

nach 8.2.1(4) eingehalten ist.

(ii) Querkraftbewehrung ist in Bauteilbereichen rechnerisch nicht erforderlich, in denen

$\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{Rd,c}}$

nach 8.2.2 und 8.4.3 eingehalten ist.

(iii) Anderenfalls muss eine Querkraftbewehrung nach 8.2.3 und 8.4.4 bemessen werden, sodass

$\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{Rd}}$ eingehalten ist.

(2) Auch wenn auf Grundlage der berechneten Bemessungsquerkraft keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, kann dennoch eine Mindestquerkraftbewehrung nach Abschnitt 12 erforderlich sein.

Für statisch bestimmte stabförmige Bauteile mit $d > 500$ mm muss eine Mindestquerkraftbewehrung vorgesehen werden. In Ausnahmefällen, in denen dies nicht möglich ist, müssen die Nachweisverfahren nach I.8.3.1(3) angewendet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) In Bauteilbereichen ohne geometrische Diskontinuitäten wird die mittlere Schubspannung über dem Querschnitt τ_{Ed} bestimmt als:

$$\tau_{\mathrm{Ed}} = \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{b_{\mathrm{w}} \cdot z} \tag{8.10a}$$

oder

$$\tau_{\mathrm{Ed}} = \frac{v_{\mathrm{Ed}}}{z} \tag{8.10b}$$

Dabei ist

V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft in stabförmigen Bauteilen;

v_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft je Längeneinheit der Breite in plattenförmigen Bauteilen;

b_{w} die Querschnittsbreite von stabförmigen Bauteilen. Die Breite b_{w} bei Querschnitten mit veränderlicher Breite und bei Kreisquerschnitten ist in 8.2.3(9) festgelegt;

z der Hebelarm für die Schubspannungsberechnung, festgelegt als $z = 0{,}9d$; dabei bezieht sich d auf den Schwerpunkt der Zugbewehrung.

ANMERKUNG Für d kann der Nennwert der statischen Nutzhöhe d_{nom} oder der Bemessungswert d_{d} angewendet werden [siehe A(6)]. Ein Nationaler Anhang kann die Anwendung von d_{d} regeln.

(4) Der Mindestschubspannungswiderstand darf berechnet werden als:

$$\tau_{\mathrm{Rdc,min}} = \frac{11}{\gamma_{\mathrm{V}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{\mathrm{ck}}}{f_{\mathrm{yd}}} \cdot \frac{d_{\mathrm{dg}}}{d}} \tag{8.11}$$

Dabei ist

γ_{V} der Teilsicherheitsbeiwert für die Querkraftbemessung nach Tabelle 4.3(NDP) oder Tabelle A.1(NDP);

f_{yd} der Bemessungswert der Streckgrenze, der zur Bemessung der Biegebewehrung verwendet wurde;

d die statische Nutzhöhe der Biegebewehrung (mm); für vorgespannte Bauteile, siehe 8.2.2(6);

ANMERKUNG 1 Für d kann der Nennwert der statischen Nutzhöhe d_{nom} oder der Bemessungswert d_{d} verwendet werden [siehe A(6)]. Ein Nationaler Anhang kann die Anwendung von d_{d} regeln.

d_{dg} ein Größtkornparameter, der die Rauheit in der Bruchzone berücksichtigt, die von der Betonsorte und den jeweiligen Eigenschaften der Gesteinskörnung abhängig ist. d_{dg} (mm) darf angesetzt werden als:

— 16 mm + D_{lower} ≤ 40 mm bei Beton mit f_{ck} ≤ 60 MPa;

— 16 mm + D_{lower} $(60/f_{\mathrm{ck}})4$ ≤ 40 mm bei Beton mit f_{ck} > 60 MPa.

ANMERKUNG 3 Die Festlegung von D über D_{lower} nach EN 12620 kann zu verschiedenen Korngrößenverteilungen führen. In ähnlicher Weise legt EN 206 keinen Mindestgehalt an grober Gesteinskörnung fest. Das Modell wurde mit Versuchen kalibriert, die mit üblichen Korngrößenverteilungen durchgeführt wurden. Die Verwendung unüblicher Korngrößenverteilungen mit einem im Verhältnis zu D_{lower} niedrigen prozentualen Anteil größerer Korngrößen kann zu unterschiedlichem Verhalten führen. Das kann durch das Festlegen von Parametern für die Korngrößenverteilung in Ergänzung zu D_{lower} vermieden werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Bei vorgespannten Bauteilen ohne Betonstahlbewehrung darf f_{yd} in Gleichung (8.11) durch $f_{pd} - \sigma_{p\infty}$ ersetzt werden, wobei sich $\sigma_{p\infty}$ auf die Vorspannung der Spannglieder nach den Spannungsverlusten bezieht.

(5) In plattenförmigen Bauteilen (wie Vollplatten und Schalen) mit Querkräften $v_{Ed,x}$ und $v_{Ed,y}$ quer zur Ebene, die senkrecht zur *x*- und *y*-Richtung auf die Querschnitte einwirken, sollte der Bemessungswert der Querkraft je Längeneinheit (v_{Ed}) berechnet werden als:

$$v_{Ed} = \sqrt{v_{Ed,x}^2 + v_{Ed,y}^2} \tag{8.12}$$

Die statische Nutzhöhe *d* darf abhängig vom Verhältnis der Querkräfte $v_{Ed,y}/v_{Ed,x}$ angesetzt werden:

— $d = d_x$ für $v_{Ed,y}/v_{Ed,x} \leq 0{,}5$ (8.13a)

— $d = 0{,}5 \cdot (d_x + d_y)$ für $0{,}5 < v_{Ed,y}/v_{Ed,x} < 2$ (8.13b)

— $d = d_y$ für $v_{Ed,y}/v_{Ed,x} \geq 2$ (8.13c)

Alternativ darf die statische Nutzhöhe *d* angesetzt werden als:

$$d = d_x \cdot \cos^2\alpha_v + d_y \cdot \sin^2\alpha_v \tag{8.14}$$

Dabei darf der Winkel α_v zwischen der Hauptquerkraft und der x-Achse angesetzt werden als

$$\alpha_v = \arctan(v_{Ed,y}/v_{Ed,x}) \tag{8.15}$$

(6) Wenn die Querkraft in plattenförmigen Bauteilen entlang des Bemessungsschnitts nicht konstant ist, darf sie über eine Breite von nicht mehr als $2d$ auf beiden Seiten des Spitzenwerts der Querkraft gemittelt werden. Wenn andere Schnittkräfte für die Berechnung des Querkraftwiderstands erforderlich sind, dürfen sie ebenfalls über dieselbe Breite gemittelt werden.

(7) In Bauteilen mit geneigten Gurten muss der Bemessungswert der Querkraft im Steg den Einfluss der geneigten Kräfte nach Bild 8.4 berücksichtigen, indem V_{Ed} durch $V_{Ed} - V_{tcd} - V_{bcd}$ ersetzt wird.

Die günstige Auswirkung von V_{tcd} und V_{bcd} sollte ausschließlich bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung berücksichtigt werden.

a) Schnittkräfte im Querschnitt **b) Druckfeld, Gurt- und Vorspannkräfte**

Legende
1 Bemessungswert der Querkraft im Steg

Bild 8.4 — Querkraftkomponenten für Bauteile mit geneigten Gurten und/oder Vorspannung

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(8) In Bauteilen, bei denen der statisch bestimmte Teil der Vorspannung als innere Einwirkung betrachtet wird (d. h. betrachtet als Widerstand, ohne dass diese Vorspannungsauswirkung in der Lastkombination eingeschlossen ist, die zur Bestimmung von V_{Ed} verwendet wird):

— sollte der Bemessungswert der Querkraft im Steg die Querkomponente der Vorspannkraft nach Bild 8.4 berücksichtigen, indem V_{Ed} durch $V_{\mathrm{Ed}} - P_{\mathrm{d}} \cdot \sin\beta_{\mathrm{p}}$ ersetzt wird;

— und bei denen der Querkraftwiderstand von der einwirkenden Normalkraft und dem Biegemoment abhängig ist, sollte N_{Ed} bzw. M_{Ed} durch $N_{\mathrm{Ed}} - P_{\mathrm{d}} \cdot \cos\beta_{\mathrm{p}}$ bzw. $M_{\mathrm{Ed}} - P_{\mathrm{d}} \cdot e_{\mathrm{p}} \cdot \cos\beta_{\mathrm{p}}$ ersetzt werden.

(9) Wenn eine Last über die gesamte Bauteilhöhe (d. h. im Kreuzungsbereich von Haupt- und Zusatzbalken) oder unter Zug an der Oberfläche eines Bauteils eingetragen wird (z. B. unten angehängte Lasten), muss zusätzlich zu der für die Querkraft erforderlichen Bewehrung eine ausreichende Bewehrung vorgesehen werden, um die Last auf die Oberfläche zu übertragen, die der Lastrichtung entgegengesetzt ist (z. B. bis auf die Oberseite im Fall von Gewichtslasten).

(10) In stabförmigen Bauteilen sollten Bereiche mit geometrischen Diskontinuitäten nach 8.5 bemessen werden. In plattenförmigen Bauteilen müssen:

— Bereiche mit veränderlichen Querschnitten nach 12.3.1(2) bewehrt oder nach 8.5 bemessen werden;

— Bereiche mit Einbauteilen nach 8.2.2(11) nachgewiesen oder nach 8.5 bemessen werden.

(11) Bereiche, in denen erhebliche konzentrierte Lasten in einem Abstand a_{q} kleiner als d zu einem Auflager aufgebracht werden (Bild 8.5), sollten als Diskontinuitätsbereiche durch Anwendung von Stabwerkmodellen oder Spannungsfeldern entsprechend 8.5 oder durch Berücksichtigung eines reduzierten Wertes von τ_{Ed} unter Anwendung des Verfahrens nach 8.2.2(9) bemessen werden. In linear gestützten plattenförmigen Bauteilen ohne Querkraftbewehrung dürfen weitere Querkraftnachweise zwischen Last und Auflager ($a_{\mathrm{q}} < d$) entfallen, sofern:

— $\tau_{\mathrm{Ed}} \leq 2\tau_{\mathrm{Rdc,min}}$ beträgt und

— die Biegebewehrung vollständig an dem Auflager und an der Lasteinleitung verankert ist.

Bild 8.5 — Beispiele für auflagernahe Lasten

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

8.2.2 Genauerer Nachweis für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

(1) Der genauere Nachweis des Querkraftwiderstands darf bei Querschnitten entfallen, die näher als d vom Auflagerrand oder von einer erheblichen konzentrierten Last entfernt liegen (siehe Bild 8.6). Werden erhebliche konzentrierte Lasten näher als $2d$ vom Auflagerrand aufgebracht, sollte ein Bemessungsquerschnitt in einem Abstand d vom Auflagerrand nachgewiesen werden.

a) Verteilte Lasten **b) Konzentrierte Lasten**

Legende
1 Bereiche, in denen der Nachweis der Querkraftfestigkeit entfallen darf

Bild 8.6 — Bereiche, in denen der Nachweis der Querkraftfestigkeit entfallen darf (Fälle mit überwiegenden Lasten)

(2) Der Bemessungswert des Schubspannungswiderstands sollte angesetzt werden als:

$$\tau_{\mathrm{Rd,c}} = \frac{0{,}66}{\gamma_{\mathrm{V}}} \cdot \left(100\rho_{\mathrm{l}} \cdot f_{\mathrm{ck}} \cdot \frac{d_{\mathrm{dg}}}{d}\right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{\mathrm{Rdc,min}} \tag{8.16}$$

Dabei ist

$$\rho_{\mathrm{l}} = \frac{A_{\mathrm{sl}}}{b_{\mathrm{w}} d} \tag{8.17}$$

A_{sl} die wirksame Fläche der Zugbewehrung im Abstand d hinter dem betrachteten Querschnitt (siehe Bild 8.7);

d_{dg} in 8.2.1(4) festgelegt;

d der Nennwert der statischen Nutzhöhe d_{nom}. Der Wert d darf für nicht schlanke Bauteile und Bauteile mit Normalkraft in Übereinstimmung mit (3) und (4) verfeinert werden.

Der Wert d darf für nicht schlanke Bauteile und Bauteile mit Normalkraft in Übereinstimmung mit (3) und (4) angepasst werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende

Bemessungsschnitte A–A und C–C:	Fälle, in denen verankerte und gestaffelte Bewehrung vollständig berücksichtigt werden darf
Bemessungsschnitt B–B:	Fall, in dem gestaffelte Bewehrung nicht berücksichtigt werden darf
Bemessungsschnitte D–D und E–E:	Fälle, in denen gestaffelte oder gestoßene Bewehrung teilweise berücksichtigt werden darf

Bild 8.7 — Definition von A_{sl} in Gleichung (8.13)

(3) In Bauteilen mit einer wirksamen Schubspannweite a_{cs}, die kürzer ist als $4d$, darf der Wert von d in Gleichung (8.16) ersetzt werden durch:

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4} \cdot d} \tag{8.18}$$

Dabei ist a_{cs} die wirksame Schubspannweite in Bezug zum Bemessungsschnitt. Für bewehrte Betonbauteile ohne Normalkraft kann diese als eine Funktion der Schnittkräfte am Bemessungsschnitt berechnet werden:

$$a_{cs} = \left|\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}\right| \geq d \tag{8.19}$$

Es brauchen nur der Lastfall, der die maximale Querkraft bei gleichzeitiger Biegung ergibt, und der Lastfall, der die maximale Biegung bei gleichzeitiger Querkraft ergibt, berücksichtigt zu werden.

(4) Bei Vorliegen von Normalkräften N_{Ed}, die im Bemessungsschnitt einwirken, sollte der Wert von d in Gleichung (8.16) oder a_v in Gleichung (8.18) mit dem Koeffizienten k_{vp} nach Gleichung (8.20) multipliziert werden:

$$k_{vp} = 1 + \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|}\frac{d}{3 \cdot a_{cs}} \geq 0{,}1 \tag{8.20}$$

(5) Alternativ zu Gleichung (8.16) bis Gleichung (8.20) darf der Ansatz, der die Auswirkung der Normaldruckkräfte nach Gleichung (8.21) berücksichtigt, angewendet werden:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0{,}66}{\gamma_V} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d}\right)^{\frac{1}{3}} - k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq \tau_{Rdc,min} \tag{8.21}$$

Dabei ist

σ_{cp} $= N_{Ed}/A_c < 0{,}2\, f_{cd}$ [MPa];

N_{Ed} die Normaldruckkraft im Querschnitt infolge von Belastung oder Vorspannung;

A_c die Betonquerschnittsfläche.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Der Faktor k_1 kann nach Gleichung (8.22) berechnet werden, sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein anderer Wert angegeben ist.

$$k_1 = \frac{1{,}4}{\gamma_V} \cdot \left(0{,}07 + \frac{e_p}{4 \cdot d}\right) \leq 0{,}15 \cdot \frac{1{,}4}{\gamma_V} \tag{8.22}$$

Dabei ist

e_p die Lastausmitte der Spannglieder in Bezug zum Schwerpunkt des Querschnitts, mit positivem Vorzeichen für zugseitige Spannglieder. Bei statisch unbestimmten Bauteilen sollte die Auswirkung statisch überbestimmter Momente infolge von Vorspannung berücksichtigt werden, indem die Lastausmitte der Spannglieder dementsprechend angepasst wird.

(6) Auswirkungen aus Vorspannung nach 8.2.1(8) sollten in den Werten von M_{Ed}, V_{Ed} und N_{Ed} zur Verwendung in Gleichung (8.20) berücksichtigt werden. Für vorgespannte Bauteile mit Spanngliedern im Verbund dürfen die statische Nutzhöhe d und der Bewehrungsgrad ρ_l wie folgt berechnet werden:

$$d = \frac{d_s^2 \cdot A_s + d_p^2 \cdot A_p}{d_s \cdot A_s + d_p \cdot A_p} \tag{8.23}$$

$$\rho_l = \frac{d_s \cdot A_s + d_p \cdot A_p}{b_w \cdot d^2} \tag{8.24}$$

Die Fläche der vorgespannten Bewehrung A_p darf bei der Berechnung von d und ρ_l entfallen, wenn der Einfluss des Spannglieds auf den Querkraftwiderstand infolge der reduzierten statischen Nutzhöhe ungünstig wird.

ANMERKUNG Die Auswirkung von internen und externen Spanngliedern ohne Verbund wird einwirkungsseitig berücksichtigt.

(7) In plattenförmigen Bauteilen mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden in beiden Richtungen sollte ρ_l abhängig vom Verhältnis der Querkräfte $v_{Ed,y}/v_{Ed,x}$ berechnet werden:

— $\rho_l = \rho_{l,x}$ für $v_{Ed,y}/v_{Ed,x} \leq 0{,}5$ (8.25a)

— $\rho_l = \rho_{l,x} \cdot \cos^4\alpha_v + \rho_{l,y} \cdot \sin^4\alpha_v$ für $0{,}5 < v_{Ed,y}/v_{Ed,x} < 2$ (8.25b)

— $\rho_l = \rho_{l,y}$ für $v_{Ed,y}/v_{Ed,x} \geq 2$ (8.25c)

Dabei ist α_v in 8.2.1(5) festgelegt.

(8) Im Fall von verteilten Lasten (mit Ausnahme von hohem Wasser- oder Gasdruck), die gegen das Bauteil auf der Zugseite drücken (z. B. verteilte Lasten aus Schwerkraft auf der Oberseite von durchlaufenden Bauteilen in der Nähe von Zwischenauflagern, siehe Bild 8.8, oder auf Kragträgern), darf der Bemessungswert der Querkraft im Bemessungsschnitt um ΔV_{Ed} reduziert werden. Die Reduktion wird als Summe der verteilten Lasten berechnet, die näher als d vom Rundschnitt einwirken, aber nicht größer als ¼ des Bemessungswerts der Querkraft infolge der entsprechenden verteilten Last sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende
1 Bemessungsschnitt

Bild 8.8 — Auf die Zugseite des Bauteils drückende, verteilte Lasten, , um die der Bemessungswert der Querkraft V_{Ed} reduziert werden kann

(9) Im Fall von konzentrierten Kräften, die innerhalb eines lichten Abstands von $d \leq a_q \leq 2d$ gegeneinander drücken (z. B. Lasten und Auflagerkräfte, siehe Bild 8.5 für die Festlegung von a_q) darf der Beitrag dieser Kräfte zum Bemessungswert der Querkraft zwischen ihnen mit $0{,}5a_q/d$ multipliziert werden.

(10) Zur Bemessung der Längsbewehrung sollte die M_{Ed}-Linie um einen Abstand d in die ungünstige Richtung verschoben werden. Alternativ darf das Biegemoment um $d \cdot |V_{Ed}|$ erhöht werden.

(11) Einbetonierte Rohre, Rohrbündel oder andere Einbauteile in Bauteilebene, die nicht senkrecht zum Querschnitt angeordnet sind:

— dürfen vernachlässigt werden, wenn ihre Breite und Höhe kleiner als $d/6$ sind;

— sollten berücksichtigt werden, wenn ihre Breite oder Höhe größer als $d/6$ ist. In diesem Fall sollte die wirksame statische Nutzhöhe d für den Querkraftwiderstand um den maximalen Wert von Breite und Tiefe reduziert werden.

Rohrbündel mit einem lichten Abstand kleiner als $0{,}25d$ sollten als eine Einzelöffnung betrachtet werden.

8.2.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

(1) Die Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung sollte auf einem Druckfeld (Bild 8.9) beruhen. Grenzwerte für den Winkel θ des geneigten Druckfelds im Steg sind in (3) angegeben. Festlegungen für geneigte Querkraftbewehrung sind in (13) enthalten.

Legende
1 Druckgurt
2 Querkraftbewehrung
3 Zuggurt
4 Streben (Druckfeld)

Bild 8.9 — Modell und Bezeichnung für Bauteile mit Querkraftbewehrung

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Der Hebelarm z für die Querkraftberechnung (Bild 8.9) darf nach 8.2.1(3) angenommen werden.

Außerhalb des Zuggurts liegende Spannglieder dürfen bei der Berechnung des Schwerpunkts der Zugbewehrung vernachlässigt werden, sofern die Bewehrung im Zuggurt zur Aufnahme der Zugkraft F_{td} nach (8) ausreicht.

(3) Die Neigung des Druckfelds im Steg zur Aufnahme der Querkraft darf innerhalb des folgenden Bereichs festgelegt werden:

$$1 \leq \cot\theta \leq \cot\theta_{\min} \tag{8.26}$$

Dabei sollte folgender Cotangens der Mindestneigung des Druckfelds $\theta_{\min}$ für Querkraftbewehrung der Duktilitätsklasse B oder C nicht überschritten werden:

— $\cot\theta_{\min} = 2{,}5$ bei Stahlbetonbauteilen ohne Normalkraft;

— $\cot\theta_{\min} = 3{,}0$ bei Bauteilen, die durch eine erhebliche Normaldruckkraft beansprucht werden (mittlere Normaldruckspannung $\geq |3\ \mathrm{MPa}|$) und sofern die Höhe der Biegedruckzone x, die mit einer Querschnittsberechnung nach 8.1.1 und 8.1.2 bestimmt wurde, kleiner als $0{,}25d$ ist. Interpolierte Werte zwischen 2,5 und 3,0 dürfen für dazwischenliegende Fälle übernommen werden. Bei sehr hohen Druckkräften ($x > 0{,}25d$) gilt (11);

— $\cot\theta_{\min} = 2{,}5 - 0{,}1 \cdot N_{\mathrm{Ed}}/|V_{\mathrm{Ed}}| \geq 1{,}0$ bei Bauteilen unter Normalzugkraft.

Bei Querkraftbewehrung der Duktilitätsklasse A muss $\cot\theta_{\min}$ um 20 % reduziert werden.

(4) Wenn die Querkraftbewehrung fließt, muss der Schubspannungswiderstand senkrecht zur Längsachse des Bauteils berechnet werden nach:

$$\tau_{\mathrm{Rd,sy}} = \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} \cdot \cot\theta \tag{8.27}$$

Dabei ist der Querkraftbewehrungsgrad ρ_{w} festgelegt als:

$$\rho_{\mathrm{w}} = \frac{A_{\mathrm{sw}}}{b_{\mathrm{w}} \cdot s} \tag{8.28}$$

Die Spannung im Druckfeld in allen Querschnitten muss nachgewiesen werden mit:

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = \tau_{\mathrm{Ed}}(\cot\theta + \tan\theta) \leq \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{8.29}$$

ANMERKUNG Für den Fall mit gleichzeitigem Fließen der Querkraftbewehrung und Versagen des Druckfelds ergibt sich der Schubspannungswiderstand aus der Lösung von Gleichung (8.27) und Gleichung (8.29) als:

$$\tau_{\mathrm{Rd}} = \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} \cdot \cot\theta \leq \frac{\nu \cdot f_{\mathrm{cd}}}{2} \tag{8.30}$$

Dabei ist $\cot\theta$ entnommen aus:

$$\cot\theta_{\min} \geq \cot\theta = \sqrt{\frac{\nu \cdot f_{\mathrm{cd}}}{\rho_w \cdot f_{\mathrm{ywd}}} - 1} \geq 1 \tag{8.31}$$

Für den Fall mit gleichzeitigem Fließen des Zuggurts und Versagen des Druckfelds ergibt sich der Schubspannungswiderstand aus der Lösung von Gleichung (8.27) und Gleichung (8.37) mit $F_{\mathrm{td}} = A_{\mathrm{st}} \cdot f_{\mathrm{yd}}$.

(5) Bei Verwendung der Winkel des Druckfelds nach (3) darf ein Wert $\nu = 0{,}5$ festgelegt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) Winkel der Druckfeldneigung zur Bauteilachse, die kleiner als $\theta_{\min}$ nach (3) sind, oder Werte des Faktors ν, die größer als nach (5) sind, dürfen angenommen werden, wenn die Duktilitätsklasse der Bewehrung B oder C entspricht und der Wert des Faktors ν auf Grundlage des Dehnungszustands des Bauteils berechnet wird nach:

$$\nu = \frac{1}{1{,}0 + 110 \cdot (\varepsilon_{\mathrm{x}} + (\varepsilon_{\mathrm{x}} + 0{,}001) \cdot \cot^2\theta)} \leq 1{,}0 \tag{8.32}$$

Dabei ist ε_{x} die mittlere Dehnung der unteren und oberen Gurte, berechnet an einem Querschnitt, der nicht näher als $0{,}5 \cdot z \cdot \cot\theta$ von einem Auflager oder einer konzentrierten Last entfernt ist:

$$\varepsilon_{\mathrm{x}} = \frac{\varepsilon_{\mathrm{xt}} + \varepsilon_{\mathrm{xc}}}{2} \geq 0 \tag{8.33}$$

Dabei ist unter Annahme eines elastischen Verhaltens

$$\varepsilon_{\mathrm{xt}} = \frac{F_{\mathrm{td}}}{A_{\mathrm{st}} E_{\mathrm{s}}} \tag{8.34}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{xc}} = \frac{F_{\mathrm{cd}}}{A_{\mathrm{cc}} E_{\mathrm{c}}} \quad \text{wenn der Biegedruckgurt druckbeansprucht ist und} \tag{8.35a}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{xc}} = \frac{-F_{\mathrm{cd}}}{A_{\mathrm{sc}} E_{\mathrm{s}}} \quad \text{wenn der Biegedruckgurt zugbeansprucht ist } (F_{\mathrm{cd}} < 0) \tag{8.35b}$$

Dabei ist

F_{td} und F_{cd} die Gurtkräfte nach Bild 8.9 und Gleichung (8.37) bis Gleichung (8.38);

A_{st} bzw. A_{sc} die Flächen der Längsbewehrung im Biegezuggurt bzw. im Biegedruckgurt;

A_{cc} die Fläche des Biegedruckgurts.

In vorgespannten Bauteilen mit Spanngliedern im Verbund dürfen die Flächen der Längsbewehrung A_{st} bzw. A_{sc} um $A_{\mathrm{p}}(1/2+e_{\mathrm{p}}/z)$ bzw. $A_{\mathrm{p}}(1/2-e_{\mathrm{p}}/z)$ vergrößert werden, wobei die Ausmitte des Spannglieds e_{p} auf der Seite des Zuggurts positiv ist.

ANMERKUNG Bei hohen Werten von $\cot\theta$ kann der Zustand der Rissbildung im Steg unter Gebrauchstauglichkeitsbedingungen bestimmend sein (siehe 9.2.4(6)).

(7) In Bereichen ohne Diskontinuitäten von V_{Ed} (z. B. bei gleichmäßig verteilter Last auf der Oberseite) darf die Querkraftbewehrung in jedem Längenabschnitt $l = z \cdot \cot\theta$ mit dem kleinsten Wert von V_{Ed} in diesem Abschnitt berechnet werden (mit Ausnahme von Bauteilen unter hohem Wasser- oder Gasdruck).

(8) Die zusätzliche Normalzugkraft N_{Vd} infolge der Querkraft V_{Ed} darf wie folgt berechnet werden:

$$N_{\mathrm{Vd}} = |V_{\mathrm{Ed}}| \cdot \cot\theta \tag{8.36}$$

Diese Kraft darf zu den beiden Gurtkräften F_{td} und F_{cd} (Bild 8.9) wie folgt addiert werden:

$$F_{\mathrm{td}} = \frac{M_{\mathrm{Ed}}}{z} + \frac{N_{\mathrm{Vd}} + N_{\mathrm{Ed}}}{2} \leq \frac{M_{\mathrm{Ed,max}}}{z} + \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{2} \tag{8.37}$$

$$F_{\mathrm{cd}} = \frac{M_{\mathrm{Ed}}}{z} - \frac{N_{\mathrm{Vd}} + N_{\mathrm{Ed}}}{2} \tag{8.38}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist $M_{\mathrm{Ed,max}}$ das maximale Moment entlang des Bauteils und die Schnittkräfte (N_{Ed}, V_{Ed} und M_{Ed}) werden in der Mitte des Stegs mit einem Hebelarm z wie in Bild 8.9 dargestellt, aufgebracht. Alternativ darf der Zuggurt bemessen werden, indem die M_{Ed}-Linie entsprechend 12.3.3 verschoben wird.

Die Kraft N_{Vd} darf ebenfalls vollständig oder teilweise durch eine Steglängsbewehrung getragen werden. In diesem Fall darf der Ausdruck N_{Vd} in Gleichung (8.37) bis Gleichung (8.38) entsprechend reduziert werden.

(9) Bei Querschnitten mit sich verändernder Breite:

— ist b_{w} die kleinste Breite des Querschnitts zwischen dem Zuggurt und der Nulllinie (Bild 8.10a) und Bild 8.10b));

— muss die in Gleichung (8.28) zu verwendende Fläche A_{sw} mit $\cos\delta$ multipliziert werden (siehe Bild 8.10a)).

Bei kreisförmigen Querschnitten:

— sollte die Fläche A_{sw} mit dem Verhältnis $b_{\mathrm{w}}/D_{\mathrm{h}}$ multipliziert werden [siehe Bild 8.10c)]; dabei ist D_{h} der Durchmesser der Bügel- bzw. Wendelbiegeform;

— beruht z auf einem Querschnitt, der in den kreisförmigen Querschnitt nach Bild 8.10c) passt, wobei der kreisförmige Abschnitt mit der Höhe x_{sb} die Fläche des Druckgurts ist und die Zugstäbe innerhalb b_{w} den Zuggurt definieren. Die Breite b_{w} kann frei so gewählt werden, dass die Gleichgewichts- und Widerstandsbedingungen erfüllt sind, jedoch nicht größer als D_{h}.

Bild 8.10 — Festlegung von b_{w} für Querschnitte mit sich verändernder Breite

(10) Wenn der Steg Hüllrohre mit einem Durchmesser $\Sigma\phi_{\mathrm{duct}} > b_{\mathrm{w}}/8$ enthält, müssen die Spannung im Druckfeld nach Gleichung (8.29) und der Querkraftwiderstand τ_{Rd} nach Gleichung (8.30) bis Gleichung (8.31) auf Grundlage der Nennstegbreite berechnet werden, angegeben durch:

$$b_{\mathrm{w,nom}} = b_{\mathrm{w}} - k_{\mathrm{duct}}\Sigma\phi_{\mathrm{duct}} \tag{8.39}$$

Dabei ist ϕ_{duct} der Außendurchmesser des Hüllrohrs und $\Sigma\phi_{\mathrm{duct}}$ wird für die ungünstigste Lage bestimmt. Der Wert des Koeffizienten k_{duct} sollte je nach Baustoff und Füllung des Hüllrohrs angesetzt werden mit:

— $k_{\mathrm{duct}} = 0{,}5$ bei verpressten Stahlhüllrohren;

— $k_{\mathrm{duct}} = 0{,}8$ bei verpressten Kunststoffhüllrohren mit einer Wanddicke $\leq \max(0{,}035\phi_{\mathrm{duct}}; 2\ \mathrm{mm})$;

— $k_{\mathrm{duct}} = 1{,}2$ bei nicht verpressten Hüllrohren, bei verpressten Kunststoffhüllrohren mit einer Wanddicke $> \max(0{,}035\phi_{\mathrm{duct}}; 2\ \mathrm{mm})$ oder bei Hüllrohren mit eingepresstem weichem Füllmaterial.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Die Auswirkung von Hüllrohren braucht nicht berücksichtigt zu werden, wenn der Querkrafttragwiderstand ohne Querkraftbewehrung überprüft wird, es sei denn, die Hüllrohre sind nicht verpresst.

(11) Bei Bauteilen, die mit den Bemessungsnormaldruckkräften N_{Ed} beansprucht werden, kann ein Anteil der Normalkraft, bezeichnet als N_{Edw}, durch die Schubzone (Steg) aufgenommen werden. Wenn $-N_{\mathrm{Edw}} \leq |V_{\mathrm{Ed}} \cdot \cot\theta\,|$ beträgt und $\cot\theta$ die nach (3) empfohlenen Werte einhält, sollte die Schubzone nach (4) bis (6) berechnet werden. Dabei sollte Gleichung (8.36), die zur Berechnung der Gurtkräfte nach Gleichung (8.37) bis Gleichung (8.38) verwendet wird, durch $N_{\mathrm{vd}} = V_{\mathrm{Ed}}\ \cot\theta + N_{\mathrm{Edw}}$ ersetzt werden. Anderenfalls sollte das Bemessungsverfahren nach Anhang G für die Schubzone angewendet werden.

Bei Bauteilen mit großen Bemessungsnormalkräften sollte N_{Edw} so gewählt werden, dass die Höhe der Druckgurte (d. h. x_{sb}), die $N_{\mathrm{Ed}} + N_{\mathrm{Vd}}$ und M_{Ed} übertragen, nicht größer als $0{,}25d$ ist.

(12) In Fällen, in denen konzentrierte Lasten in einem Abstand $a_{\mathrm{v}} = z \cdot \cot\beta$ kleiner als $z \cdot \cot\theta$ zu einem Auflager aufgebracht werden (Bild 8.11), darf der Querkraftwiderstand wie folgt erhöht werden:

$$\tau_{\mathrm{Rd}} = \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \frac{\cot\theta - \cot\beta}{1 + \cot^2\theta} + \rho_{\mathrm{w}} \cdot \cot\beta \cdot f_{\mathrm{ywd}} \leq \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \tag{8.40}$$

ANMERKUNG 1 Der maximale Querkraftwiderstand kann durch die Variation von $\cot\theta$ optimiert werden. Im Fall eines konstanten Werts ν nach (5) wird der Optimalwert erreicht mit

$$\cot\theta = \cot\beta + \sqrt{1 + \cot^2\beta} \leq \cot\theta_{\mathrm{min}}.$$

Für den Fall eines variablen Wertes ν nach (6) wird eine gute Annäherung unter der Annahme von

$$\cot\theta = 1{,}3 \cdot a/z$$

erreicht. Diese sollte aber nicht größer sein als $\cot\theta$ nach Gleichung (8.31).

Druckfeldneigungen mit $\cot\theta < 1$ sind zulässig, wenn die Streckgrenze f_{ywd} in Gleichung (8.40) und Gleichung (8.42) durch die Spannung σ_{swd} in der Querkraftbewehrung nach

$$\sigma_{\mathrm{swd}} = E_{\mathrm{s}}[\cot^2\theta \cdot (\varepsilon_{\mathrm{x}} + 0{,}001) - 0{,}001] \leq f_{\mathrm{ywd}} \tag{8.41}$$

ersetzt wird. Dabei darf die Längsdehnung ε_{x} bei einem Querschnitt, der mittig zwischen Auflager und Last angeordnet ist, nach (6) berechnet werden.

Zusätzlich zur Normalzugkraft N_{Vd} infolge der Querkraft V_{Ed} nach Gleichung (8.36) sollte auch das folgende Moment ΔM_{Ed} zu M_{Ed} in Gleichung (8.37) bis Gleichung (8.38) addiert werden:

$$\Delta M_{\mathrm{Ed}} = \left(V_{\mathrm{Ed}} - \frac{A_{\mathrm{sw}}}{s} \cdot z \cdot f_{\mathrm{ywd}} \cdot \cot\theta\right)\left(\frac{a}{2} + x\right) \tag{8.42}$$

Dabei ist

a der Abstand zwischen der Auflagerachse und der konzentrierten Kraft [siehe Bild 8.11a)];

x der Abstand zwischen dem Auflager und dem untersuchten Querschnitt.

ANMERKUNG 2 Der Anstieg der Gurtkräfte F_{td} und F_{cd} infolge von Querkraft nach Gleichung (8.36) und Gleichung (8.42) beruht auf der Annahme einer konstanten Druckfeldneigung θ im Bereich des Auflagers. Andere Lösungen unter Berücksichtigung von Gleichgewichtsbedingungen können nach 8.5 [siehe Bild 8.26b)] bemessen werden.

Im Fall von zwei oder mehr konzentrierten Kräften im Abstand $z \cdot \cot\theta$ müssen alle möglichen kritischen Neigungen β nach Bild 8.11a) nachgewiesen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Bei vorhandenen konzentrierten Lasten nahe den Auflagern
b) Fachwerkmodell und Bezeichnungen für Bauteile mit geneigter Querkraftbewehrung

Legende
1 Druckgurt
2 Querkraftbewehrung
3 Druckstreben (Druckfeld)
4 Zuggurt

Bild 8.11 — Festlegung der Neigungen β

(13) Bei Bauteilen mit geneigter Querkraftbewehrung ($45° \leq \alpha_w < 90°$, bei denen α_w wie nach Bild 8.11b) positiv gemessen wird, sollten Gleichung (8.26), Gleichung (8.27), Gleichung (8.29) und Gleichung (8.36) jeweils ersetzt werden durch:

$$\tan\frac{\alpha_w}{2} \leq \cot\theta \leq \cot\theta_{min} \tag{8.43}$$

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha_w) \cdot \sin\alpha_w \tag{8.44}$$

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed}\frac{1+\cot^2\theta}{\cot\theta + \cot\alpha_w} \leq \nu \cdot f_{cd} \tag{8.45}$$

$$N_{Vd} = V_{Ed} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha_w) \tag{8.46}$$

Winkel $\alpha_w > 90°$ sollten vermieden werden. Bei Wendelbewehrung darf α_w als der Mittelwert des Winkels zwischen beiden Schenkeln angenommen werden, sofern die Differenz der beiden Schenkelneigungen nicht größer als 20° ist.

Gleichung (8.40) sollte ersetzt werden durch:

$$\tau_{Rd} = \nu \cdot f_{cd}\frac{\cot\theta - \cot\beta}{1+\cot^2\theta} + \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\beta + \cot\alpha_w)\sin\alpha_w \leq \nu \cdot f_{cd}\frac{\cot\theta + \cot\alpha_w}{1+\cot^2\theta} \tag{8.47}$$

Druckfeldneigungen mit $\cot\theta < \tan(\alpha_w/2)$ sind zulässig, wenn die Streckgrenze f_{ywd} in Gleichung (8.47) ersetzt wird durch die Spannung σ_{swd} in der Querkraftbewehrung nach:

$$\sigma_{swd} = E_s\left[(\varepsilon_x + 0{,}001) \cdot \frac{(\cot\theta + \cot\alpha_w)^2}{1+\cot^2\alpha_w} - 0{,}001\right] \leq f_{ywd} \tag{8.48}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

8.2.4 Schub in der Scheibenebene und Querbiegung

(1) Die Wechselwirkung zwischen der Schubspannung τ_{Ed} und der Querbiegung m_{Ed} (siehe Bild 8.12) darf unberücksichtigt bleiben, wenn $\tau_{\mathrm{Ed}}/\tau_{\mathrm{Rd}} < 0{,}2$ oder $m_{\mathrm{Ed}}/m_{\mathrm{Rd}} < 0{,}1$ betragen.

Dabei ist

τ_{Rd} die Schubwiderstandsspannung, begrenzt durch das Versagen des geneigten Druckfelds im Steg nach Gleichung (8.30);

m_{Rd} der Biegewiderstand ohne Wechselwirkung mit der Querkraft.

(2) Die Schubwiderstandsspannung τ_{Rdm}, reduziert um den Einfluss der Querbiegung, darf im Fall von vertikaler symmetrischer Querkraftbewehrung angenommen werden als:

$$\tau_{\mathrm{Rdm}} = \tau_{\mathrm{Rd}} \sqrt{1 - \frac{m_{\mathrm{Ed}}}{m_{\mathrm{Rd}}}} \tag{8.49}$$

Alternativ darf Anhang G angewendet werden.

Legende
a) Steg mit Schubkraft V_{Ed} und Querbiegemoment m_{Ed}
b) Außermittiges Druckfeld, welches Schubkraft und Querbiegung überträgt

Bild 8.12 — Wechselwirkung zwischen Schub und Querbiegung

8.2.5 Schub zwischen Steg und Gurten

(1) Die Längsschubspannung τ_{Ed} am Anschluss einer Gurtseite an den Steg darf durch die Normalkraftdifferenz im untersuchten Teil des Gurts bestimmt werden nach:

$$\tau_{\mathrm{Ed}} = \frac{\Delta F_{\mathrm{d}}}{h_{\mathrm{fl}} \cdot \Delta x} \tag{8.50}$$

Dabei ist

h_{fl} die Gurtdicke an den Gurtanschlüssen;

Δx die betrachtete Länge, siehe Bild 8.13;

ΔF_{d} die Normalkraftdifferenz im Gurt über der Länge Δx.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Für Δx darf höchstens der halbe Abstand zwischen dem Querschnitt mit Momentennullpunkt und dem Querschnitt mit Momentenmaximum angenommen werden. Wirken Einzellasten, darf die Länge Δx den Abstand zwischen den Einzellasten nicht überschreiten.

Legende

1 Schnitt durch den Querschnitt
2 Längsstab, verankert ab diesem Bemessungspunkt [siehe 8.2.4(7)]
3 Druckstreben

Bild 8.13 — Bezeichnungen beim Anschluss zwischen Gurt und Steg

(2) Wenn die folgende Bedingung erfüllt wird, darf der Schubnachweis zwischen Steg und Gurten entfallen und es ist keine zusätzliche Bewehrung zur Aufnahme der Querbiegung erforderlich:

$$\tau_{Ed} \leq \frac{A_{s,min}}{s_f \cdot h_f} \cdot f_{yd} \tag{8.51}$$

Dabei ist $A_{s,min}$ die Mindestquerbewehrung nach Tabelle 12.1(NDP).

(3) In Fällen, die nicht Gleichung (8.51) erfüllen, darf der Schubwiderstand des Gurts berechnet werden, in dem dieser Gurt als ein System eines Druckfelds in Kombination mit Zugstreben in Form von Zugbewehrung (siehe Bild 8.13) betrachtet wird. Die Neigung des Druckfelds in den Gurten in Bezug zur Längsachse darf innerhalb des folgenden Bereichs gewählt werden:

— $1 \leq \cot\theta_f \leq 3{,}0$ in Druckgurten (8.52a)

— $1 \leq \cot\theta_f \leq 1{,}25$ in Zuggurten (8.52b)

(4) Die Querbewehrung im Gurt A_{sf} darf wie folgt bestimmt werden:

$$\tau_{Ed} \leq \frac{A_{sf}}{s_f \cdot h_f} \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta_f \tag{8.53}$$

Um das Versagen des Druckfelds im Gurt zu vermeiden, sollte die folgende Bedingung erfüllt werden:

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed}(\cot\theta_f + \tan\theta_f) \leq \nu \cdot f_{cd} \tag{8.54}$$

Dabei darf der folgende Abminderungsfaktor der Festigkeit verwendet werden:

$$\nu = 0{,}5 \tag{8.55}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Kleinere Winkel des geneigten Druckfelds im Zuggurt, als in (3) angegeben, dürfen unter der Voraussetzung angenommen werden, dass der Wert des Faktors ν auf Grundlage des Dehnungszustandes des Bauteils nach Gleichung (8.32) berechnet wird. Dabei ist ε_x die Längsdehnung im Zuggurt, die abgeschätzt werden darf als:

$$\varepsilon_x = \frac{F_{td}}{A_{st}E_s} \geq 0 \tag{8.56}$$

Dabei sind A_{st} bzw. F_{td} die Fläche der Längsbewehrung bzw. die Zuggurtkraft (siehe 8.2.3(8)).

(6) Der Einfluss der Querbiegung darf in Übereinstimmung mit 8.2.4 oder Anhang G berücksichtigt werden. Alternativ darf die Bewehrung im Gurt wie folgt bemessen werden:

— wenn die Bewehrung ausschließlich in der Zugzone aufgrund von Querbiegung angeordnet wird, sollte die Fläche des Stahls die größere Fläche der für die Biegung und der für Schub erforderlichen Flächen sein;

— wenn die Bewehrung symmetrisch verteilt wird (Bügel mit zwei Schenkeln), sollte die Fläche jedes Schenkels die größere Fläche der für Biegung und der für Schub erforderlichen Flächen sein.

(7) Die Längszugbewehrung im Gurt sollte hinter der Druckstrebe verankert werden, die zur Rückübertragung der Kraft auf den Steg an dem Querschnitt erforderlich ist, an dem diese Bewehrung benötigt wird (siehe Schnitt 1–1 in Bild 8.13).

8.2.6 Schub in Verbundfugen

(1) Dieser Abschnitt muss angewendet werden, wenn das statische Gleichgewicht von der Schubübertragung über eine vorhandene Verbundfuge abhängig ist, wie eine Verbundfuge zwischen zwei zu unterschiedlichen Zeitpunkten betonierten Betonen oder eine Fuge zwischen Beton und einem ähnlichen Baustoff (z. B. auf Felsoberflächen betonierter Beton).

(2) Bei sehr rauen Verbundfugen mit ausreichend verankerter Mindestbewehrung nach 12.2.2, welche die Verbundfuge in einem Winkel nach Bild 8.15b) kreuzt, darf der Nachweis entfallen. Die Rauheit der Verbundfugen ist in (6) definiert.

(3) Die Schubspannung in der Verbundfuge sollte die folgende Bedingung erfüllen:

$$\tau_{Edi} \leq \tau_{Rdi} \tag{8.57}$$

Dabei ist

τ_{Rdi} der Bemessungswert des Schubspannungswiderstandes der Verbundfuge. Wenn keine kreuzende Bewehrung in der Verbundfuge erforderlich oder die erforderliche kreuzende Bewehrung beidseitig der Verbundfuge ausreichend verankert ist, sollte τ_{Rdi} nach Gleichung (8.60) berechnet werden. In anderen Fällen nach (7) sollte Gleichung (8.61) verwendet werden.

(4) Der Bemessungswert der Schubspannung in einer Verbundfuge sollte angesetzt werden als:

$$\tau_{Edi} = \frac{V_{Edi}}{A_i} \tag{8.58}$$

Dabei ist

V_{Edi} die parallel zur Verbundfuge einwirkende Querkraft;

A_i die Fläche der Verbundfuge nach Bild 8.14. Bei verzahnten Verbundfugen sollte A_i auf einer der Zahnflächen A_1 oder auf $(A_2 + A_3)$ nach Bild 8.14 beruhen, je nachdem welcher Wert der kritische ist.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

Die einwirkende Längsschubspannung in Betonfugen darf als Verbundbeanspruchung angesetzt werden gemäß:

$$\tau_{\mathrm{Edi}} = \frac{\beta \cdot V_{\mathrm{Ed}}}{z \cdot b_{\mathrm{i}}} \tag{8.59}$$

Dabei ist

β das Verhältnis der Normalkraft in der Betonergänzung und der Gesamtnormalkraft in der Druck- bzw. Zugzone im betrachteten Querschnitt;

V_{Edi} die senkrecht zur Verbundfuge einwirkende Querkraft;

z der Hebelarm des zusammengesetzten Querschnitts;

b_{i} die Breite der Verbundfuge.

Bild 8.14 — Beispiele für Verbundfugen

(5) Der Bemessungswert des Schubspannungswiderstands der Verbundfuge bei Situationen ohne kreuzende Bewehrung in der Verbundfuge, oder wenn die erforderliche kreuzende Bewehrung beidseits der Verbundfuge für $\sigma_{\mathrm{sd}} = f_{\mathrm{yd}}$ verankert ist, darf angesetzt werden als:

$$\tau_{\mathrm{Rdi}} = c_{\mathrm{v1}} \sqrt{(f_{\mathrm{ck}})/\gamma_{\mathrm{C}}} + \mu_{\mathrm{v}}\, \sigma_{\mathrm{n}} + \rho_{\mathrm{i}}\, f_{\mathrm{yd}}\, (\mu_{\mathrm{v}} \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0{,}25 f_{\mathrm{cd}} \tag{8.60}$$

Dabei ist

f_{ck} die niedrigste Druckfestigkeit des Betons an der Verbundfuge;

σ_{n} die Druckspannung in der Verbundfugenfläche A_{i}, die durch die minimale äußere Normalkraft quer zur Verbundfuge verursacht wird, die gleichzeitig mit der Querkraft einwirkt. Ständige Spannungen, die durch eine Umschnürung infolge von benachbarten Tragwerksteilen verursacht werden, dürfen berücksichtigt werden. Wenn σ_{n} eine Druckspannung ist, darf σ_{n} nicht größer als $0{,}60 f_{\mathrm{cd}}$ angesetzt werden.

Wenn σ_{n} eine Zugspannung ist, muss $\mu_{\mathrm{v}} \cdot \sigma_{\mathrm{n}}$ mit 0 angesetzt werden;

ρ_{i} $= A_{\mathrm{si}}/A_{\mathrm{i}}$;

A_{si} die Querschnittsfläche der Verbundbewehrung, welche die Verbundfuge kreuzt und für $\sigma_{\mathrm{sd}} = f_{\mathrm{yd}}$ ausreichend nach 11.4 auf beiden Seiten der Verbundfuge verankert ist, einschließlich üblicher Querkraftbewehrung (sofern vorhanden).. Zugkräfte quer zu Verbundfugen müssen von einer Bewehrung aufgenommen werden, die zusätzlich zur Verbundfugenbewehrung A_{si} angeordnet wird;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

α_i in Bild 8.15b) festgelegt und auf $35° \leq \alpha \leq 90°$ begrenzt; mit Ausnahme sehr glatter Oberflächen, bei denen gilt $35° \leq \alpha \leq 90°$;

c_{v1} und μ_v Faktoren, die von der Rauheit der Verbundfuge abhängen [siehe Tabelle 8.1 und (6)]. Die Gleichung beruht auf der Annahme, dass die Kontaktfläche sauber und frei von Zementschlämmen, Staub oder anderen, die Haftfähigkeit mindernden Partikeln ist.

Tabelle 8.1 — Koeffizienten, die von der Rauheit der Oberfläche abhängig sind

	Gleichung (8.60)		Gleichung (8.61)		
Oberflächenrauheit	c_{v1}	μ_v	c_{v2}	k_v	k_{dowel}
sehr glatt	0,009 5[a]	0,5	0	0	1,5
glatt	0,075[a]	0,6	0	0,5	1,1
rau	0,15[a]	0,7	0,075[a]	0,5	0,9
sehr rau	0,19[a]	0,9	0,15[a]	0,5	0,9
verzahnt[b]	0,37	0,9	—	—	—

[a] Wenn die Verbundfuge Zugspannungen ausgesetzt ist, die durch eine äußere Normalkraft senkrecht zur Verbundfuge verursacht werden: $c_{v1} = 0$ oder $c_{v2} = 0$.

[b] Die Faktoren für verzahnte Verbundfugen müssen auf jede Zahnfläche unter Berücksichtigung ihrer Betonfestigkeit angewendet werden.

(6) Die Rauheit der Betonfugen darf wie folgt klassifiziert werden:

sehr glatt: die Oberfläche wurde gegen Stahl, Kunststoff oder speziell geglättete Holzschalungen betoniert;

glatt: eine Oberfläche mit weniger als 3 mm Rauheit (von der Profilspitze bis zur Profilkehle), z. B. eine freie Oberfläche ohne weitere Behandlung nach dem Verdichten;

rau: eine Oberfläche mit mindestens 3 mm Rauheit (von der Profilspitze bis zur Profilkehle), erzeugt durch Rechen mit höchstens 40 mm Zinkenabstand, Freilegen der Gesteinskörnungen oder andere Verfahren nach Bild 8.15a);

sehr rau: eine Oberfläche mit mindestens 6 mm Rauheit (von der Profilspitze bis zur Profilkehle), erzeugt durch Rechen mit höchstens 40 mm Zinkenabstand, Freilegen der Gesteinskörnungen oder andere Verfahren nach Bild 8.15a);

verzahnt: eine Oberfläche mit Schubzähnen nach Bild 8.15c).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Raue/sehr raue Verbundfugen

Querkraftbewehrung: $45° \leq \alpha \leq 90°$

Verbundfugenbewehrung: $35° \leq \alpha \leq 135°$

b) Querkraft-/Verbundfugenbewehrung

c) Verzahnte Verbundfugen

Legende

a Rauheit durch Rechen

b Rauheit durch freigelegte Gesteinskörnungen

c Verankerung

$0{,}5 \leq h_1/h_2 \leq 2{,}0$; Fläche des Schubzahns: $A_i = b_{i,eff} \cdot l_{i,eff}$

Bild 8.15 — Klassifizierung von Verbundfugen und Festlegung von Verbundfugenbewehrung

(7) Falls das Fließen der erforderlichen kreuzenden Verbundfugenbewehrung infolge von unzureichender Verankerung (z. B. im Aufbeton) nicht sichergestellt ist, wird der Schubspannungswiderstand ermittelt mit:

$$\tau_{Rdi} = c_{v2}\sqrt{(f_{ck})/\gamma_C} + \mu_v\,\sigma_n + k_v\,\rho_i\,f_{yd}\,\mu_v + k_{dowel}\,\rho_i\sqrt{(f_{yd}\,f_{cd})} \leq 0{,}25 f_{cd} \qquad (8.61)$$

Dabei ist

c_{v2}, k_v, k_{dowel} Faktoren, die von der Rauheit der Verbundfuge abhängen (siehe Tabelle 8.1 und (6));

μ_v, σ_n ν wie in (6) festgelegt.

Wenn der Abstand eines kreuzenden Bewehrungsstabs zu einem Rand in Richtung der einwirkenden Schubspannung kleiner als 10ϕ ist, sollte der Faktor für die Dübelwirkung der Bewehrung [letzter Term in Gleichung (8.61)] als $k_{dowel} = 0$ angesetzt werden. Die Verbundfugenbewehrung sollte für eine Spannung von mindestens $0{,}5 f_{yd}$ mit einer Mindestlänge der Einbettung von 8ϕ verankert sein, wenn keine anderen Verfahren als die zur Verankerung als gerade Stäbe angewendet werden.

Im Fall einer horizontalen Schubübertragung in Plattenbauteilen mit vor Ort betoniertem Aufbeton und rauen oder sehr rauen Verbundfugen, darf der Koeffizient c_{v2} mit einem Faktor von 1,2 für die Bestimmung des Bemessungswerts τ_{Rdi} des Schubspannungswiderstands der Verbundfuge vergrößert werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(8) Der Schubwiderstand in Längsrichtung von vergossenen Fugen zwischen (Fertigteil-)Decken oder Wandelementen darf nach Gleichung (8.60) berechnet werden. In Fällen, in denen die Fuge erhebliche Rissbildung aufweisen kann, sollte c_{v1} für sehr glatte, glatte und raue Fugen jedoch mit Null angesetzt werden, für sehr raue Fugen $c_{v1} = 0{,}19$ und für verzahnte Fugen $c_{v1} = 0{,}37$ nach Tabelle 8.1 (siehe auch 10.7 im Fall von Ermüdung).

(9) Wenn Verbundfugenbewehrung in Elementdecken erforderlich ist, darf der Abstand zwischen den Bewehrungsstäben, welche die Verbundfuge kreuzen, nicht die folgenden Werte nicht überschreiten:

— in Richtung der Schubübertragung: $2{,}5h \leq 300$ mm, wobei h die Höhe der Platte ist;

— senkrecht zur Richtung der Schubübertragung: $5h \leq 750$ mm (≤ 375 mm zum Rand).

Entlang der Ränder von Elementdecken, bei denen ein Ablösen des Aufbetons nicht durch ständige Lasten (z. B. durch Wände) verhindert werden kann, sollte eine Mindestfugenbewehrung je Längeneinheit entlang des Rands angeordnet werden mit:

$$a_{s,\min} = t_{\min} f_{ctm}/f_{yk} \tag{8.62}$$

Dabei ist

$t_{\min}$ der kleinere Wert der Dicke von neuer und alter Betonschicht;

f_{ctm} die Zugfestigkeit der entsprechenden Betonschicht.

(10) Wenn kreuzende Verbundfugenbewehrung erforderlich ist, um Gleichung (8.60) oder Gleichung (8.61) zu erfüllen, darf eine vereinfachte stufenweise Deckung der Schubkraftfläche verwendet werden, wobei darauf zu achten ist, dass jede Stufe eine maximale Länge von $2d$ bei stabförmigen und von $3d$ bei plattenförmigen Bauteilen aufweist. Der Abstand der Stäbe sollte so bemessen werden, dass sichergestellt ist, dass $\tau_{Rdi} > \tau_{Edi}$, am in jeder Stufemitte, den vorstehend festgelegten Abstandsanforderungen entspricht.

8.3 Torsion und kombinierte Einwirkungen

8.3.1 Allgemeine Betrachtungen zu Torsion

(1) Wenn eine bestimmte Steifigkeit in der Berechnung nach 7.1(6) berücksichtigt wurde, müssen die entsprechenden Schnittkräfte in der Bemessung berücksichtigt werden. Wenn eine bestimmte Steifigkeit in der Berechnung vernachlässigt wurde, z. B. die Torsionssteifigkeit, dürfen üblicherweise die entsprechenden Schnittkräfte, z. B. Torsionsmomente, im Grenzzustand der Tragfähigkeit vernachlässigt werden. In diesen Fällen sollte eine Mindestbewehrung nach 12.2 und 12.5 in Form von Bügeln und Längsstäben vorgesehen werden, um übermäßige Rissbildung zu vermeiden.

(2) Vollquerschnitte dürfen als gleichwertige dünnwandige Querschnitte modelliert werden. Gegliederte Querschnitte, wie z. B. T-Querschnitte, dürfen in eine Reihe von Teilquerschnitten aufgeteilt werden, die jeweils als ein gleichwertiger dünnwandiger Querschnitt modelliert werden. Jeder dünnwandige Querschnitt darf gesondert nach 8.3.2 bemessen werden.

(3) Für die Bemessung der Bewehrung darf die Aufteilung der einwirkenden Torsionsmomente über die einzelnen Querschnittsteile im Verhältnis der Torsionssteifigkeiten der ungerissenen Teilquerschnitte oder alternativ im Verhältnis zu ihrem größtmöglichen Torsionswiderstand nach Gleichung (8.68) unter Annahme einer gleichen Druckstrebenneigung für alle Teilquerschnitte erfolgen.

8.3.2 Schnittkräfte infolge von Torsion in kompakten oder geschlossenen Querschnitten

(1) Bei geschlossenen dünnwandigen Querschnitten und Vollquerschnitten darf Wölbkrafttorsion üblicherweise vernachlässigt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Die Schubspannung in einer Wand eines durch ein reines Torsionsmoment T_{Ed} beanspruchten Querschnitts darf wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{\mathrm{t,i}} = \frac{T_{\mathrm{Ed}}}{2A_{\mathrm{k}} \cdot t_{\mathrm{eff,i}}} \tag{8.63}$$

Dabei ist

A_{k} die Fläche, die von den Mittellinien der verbundenen Wände eingeschlossen wird, einschließlich innerer Hohlbereiche;

$\tau_{\mathrm{t,i}}$ die Torsionsschubspannung in Wand *i*;

$t_{\mathrm{eff,i}}$ die wirksame Wanddicke. Diese darf zu A/u angenommen werden, sollte jedoch nicht kleiner als der doppelte Abstand zwischen der Außenfläche des Betons und der Mittellinie der Längsbewehrung sein. Für Hohlquerschnitte ist die tatsächliche Wanddicke eine Obergrenze;

A die Gesamtfläche des Querschnitts innerhalb des äußeren Umfangs, einschließlich innerer Hohlräume;

u der äußere Umfang des Querschnitts.

Legende
1 Mittellinie
2 äußerer Rand des wirksamen Querschnitts, Umfang *u*
3 Betondeckung
4 Torsionsquerbewehrung A_{sw}

Bild 8.16 — In 8.3 verwendete Bezeichnungen und Definitionen

(3) Die Schubkraft $V_{\mathrm{Ed,i}}$ in einem Wandelement *i* infolge von Torsion darf angesetzt werden als:

$$V_{\mathrm{Ed,i}} = \tau_{\mathrm{t,i}}\, t_{\mathrm{eff,i}}\, z_{\mathrm{i}} \tag{8.64}$$

Dabei ist

z_{i} die Seitenlänge der Wand *i*, definiert durch den Abstand zwischen den Schnittpunkten mit den angrenzenden Wänden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

8.3.3 Schnittkräfte infolge von Torsion in offenen Querschnitten

(1) Bei offenen, dünnwandigen Bauteilen kann es erforderlich sein, Wölbkrafttorsion zu berücksichtigen. In diesem Fall sollten die verschiedenen Teile des Querschnitts nach den Regeln für Biegung und Normalkraft in Längsrichtung nach 8.1 sowie für Querkraft nach 8.2 bemessen werden.

8.3.4 Torsionswiderstand von kompakten oder geschlossenen Querschnitten

(1) Bei einem einzelligen, dünnwandigen Querschnitt oder einem Teilquerschnitt mit konstanter wirksamer Wanddicke t_{eff} darf der Bemessungswert des Torsionswiderstands berechnet werden als:

$$\tau_{\mathrm{t,Rd}} = \min\{\tau_{\mathrm{t,Rd,sw}}; \tau_{\mathrm{t,Rd,sl}};\ \tau_{\mathrm{t,Rd,max}}\} \tag{8.65}$$

Dabei sind $\tau_{\mathrm{Rd,sl}}$, $\tau_{\mathrm{Rd,sw}}$ und $\tau_{\mathrm{t,Rd,max}}$ die Torsionsspannungen nach Gleichung (8.65) bis Gleichung (8.68), bestimmt auf Grundlage von Anhang G.

(2) Der Torsionswiderstand darf, wenn Fließen der Längsbewehrung $\tau_{\mathrm{t,Rd,sl}}$ oder der Querkraftbewehrung $\tau_{\mathrm{t,Rd,sw}}$ maßgebend wird, berechnet werden als:

$$\tau_{\mathrm{t,Rd,sw}} = \cot\theta \frac{A_{\mathrm{sw}}}{t_{\mathrm{eff}} \cdot s} f_{\mathrm{ywd}} \tag{8.66}$$

und

$$\tau_{\mathrm{t,Rd,sl}} = \frac{\sum A_{\mathrm{sl}} f_{\mathrm{yd}}}{t_{\mathrm{eff}} u_{\mathrm{k}} \cot\theta} \tag{8.67}$$

Dabei ist

u_{k} der Umfang der Fläche A_{k};

f_{yd} der Bemessungswert der Fließspannung der Längsbewehrung A_{sl};

$\Sigma A_{\mathrm{sl}} f_{\mathrm{yd}}$ die Fließkraft der Längsbewehrung, die in die Berechnung des Torsionswiderstands einbezogen werden darf. Die in Gleichung (8.60) berücksichtigte Längsbewehrungsmenge sollte eine resultierende Zugkraft aufweisen, die am Schwerpunkt des gleichwertigen, dünnwandigen geschlossenen Querschnitts einwirkt. Die Bewehrung sollte im Allgemeinen nach 12.2.3(9) verteilt sein;

f_{ywd} der Bemessungswert der Fließspannung der Querkraftbewehrung;

A_{sw} die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung innerhalb der wirksamen Wanddicke nach Bild 8.16;

s der Abstand (in Längsrichtung) zwischen der Querkraftbewehrung A_{sw};

θ der Winkel des Druckfelds in Bezug zur Längsachse.

(3) Der Torsionswiderstand darf, wenn das Versagen des Druckfelds im Beton maßgebend ist, berechnet werden aus:

$$\tau_{\mathrm{t,Rd,max}} = \frac{\nu \cdot f_{\mathrm{cd}}}{\cot\theta + \tan\theta} \tag{8.68}$$

Dabei darf ν mit den Gleichungen nach Anhang G bestimmt werden. Im Allgemeinen darf ein Wert von $\nu = 0{,}40$ verwendet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Die in Gleichung (8.66) bis Gleichung (8.68) zu verwendende Neigung der Betondruckstrebe sollte in üblichen Fällen und bei Annahme von $\nu = 0{,}40$ innerhalb des folgenden Bereichs gewählt werden:

$$\frac{1}{\cot\theta_{\min}} \leq \cot\theta \leq \cot\theta_{\min} \tag{8.69}$$

Dabei ist $\cot\theta_{\min}$ in 8.2.3(3) festgelegt.

(5) Wenn gleichzeitig $b_{\max}/b_{\min} < 1{,}5$ und $c > 0{,}07 \cdot b_{\min}$ betragen, sollten die Berechnungen des Torsionswiderstands auf einem reduzierten Querschnitt mit reduzierter Betondeckung gleich $0{,}07 b_{\min}$ beruhen.

Dabei ist

c die Betondeckung der Bügel;

$b_{\min}$; $b_{\max}$ die kleinsten und größten Seitenlängen des Querschnitts (Teilquerschnitts) in Bild 8.16.

ANMERKUNG Diese Reduzierung berücksichtigt ein Risiko des teilweisen Abplatzens der Betondeckung.

8.3.5 Bemessungsverfahren für kombinierte Einwirkungen

(1) Die Bemessung für kombinierte Einwirkungen aus Torsion, Biegung, Querkraft und Normalkräften darf:

— dem Verfahren der Bemessung von Einzelwandelementen nach (2) folgen; oder alternativ

— einem vereinfachten Verfahren auf Grundlage der Interaktionsgleichungen nach 8.3.6 folgen.

(2) Das Bemessungsverfahren für kombinierte Einwirkungen darf auf einem dünnwandigen geschlossenen Querschnitt nach 8.3.2 beruhen, in dem die Querschnittskräfte und -momente durch eine statisch äquivalente Reihe von Normalspannungs- und Schubspannungsverteilungen ersetzt werden. Die Verteilung von Normal- und Schubspannungen darf mit konventionellen elastischen oder plastischen Verfahren bestimmt werden. Die Berechnung der Bewehrung und die Überprüfung des Drucks in den Betondruckstreben in jeder einzelnen Wand dürfen mit den Gleichungen nach Anhang G oder 8.2.3 erfolgen.

(3) Für Vollquerschnitte darf, falls günstig, ein Anteil der Normalkraft und der Querkraft auch auf den Vollkern im Inneren des dünnwandigen Querschnitts verteilt werden.

8.3.6 Interaktionsgleichung

(1) Ein vereinfachter und konservativer Nachweis des Widerstands von Querschnitten, die durch eine Kombination von Schnittkräften beansprucht werden, darf auf Grundlage des folgenden linearen Kriteriums durchgeführt werden:

$$\sum \left(\frac{S_{\mathrm{Ed}}}{S_{\mathrm{Rd}}}\right)_i \leq 1{,}0 \tag{8.70}$$

(2) Die $S_{\mathrm{Ed}}/S_{\mathrm{Rd}}$-Verhältnisse für Querkrafteinwirkungen und für die entsprechenden Biegemomente brauchen nicht gleichzeitig in Gleichung (8.70) eingesetzt zu werden, sofern der Biegemomentenwiderstand auf der Fläche der Bewehrung, ohne Berücksichtigung von N_{vd} nach 8.2.3(8) beruht. In diesem Fall dürfen zwei getrennte Nachweise durchgeführt werden, die die folgenden Kombinationen berücksichtigen:

a) Biegung, Torsion und Normalkraft; und

b) Querkraft, Torsion und Normalkraft.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Alternativ sind andere sichere Näherungen des auf Grundlage von 8.3.5(2) festgelegten Interaktionsdiagramms zulässig.

8.4 Durchstanzen

8.4.1 Allgemeines

(1) Die Regeln nach 8.4 ergänzen die Regeln nach 8.2 und betreffen das Durchstanzen von Vollplatten und Kassettendecken mit Vollquerschnitten über Auflagerbereichen (Stützen, Stützenkopfverstärkungen, Stahlschubkragen, Wände). Die nachstehend angegebenen Regeln für Auflagerflächen gelten entsprechend auch für Lasteinleitungsflächen auf plattenförmigen Bauteilen und Gründungen (Stützenfundamente).

(2) Der Durchstanzwiderstand muss nach dem folgenden Verfahren nachgewiesen werden:

(i) Ein genauerer Nachweis des Durchstanzwiderstands darf entfallen, sofern die folgende Bedingung außerhalb des Bemessungsrundschnitts erfüllt wird:

$$\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{Rdc,min}} \qquad \text{nach 8.2.1(4)} \tag{8.71}$$

(ii) Die Durchstanzbewehrung darf entfallen, wenn die folgende Bedingung erfüllt wird:

$$\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{Rd,c}} \qquad \text{nach 8.4.3} \tag{8.72}$$

(iii) Wenn $\tau_{\mathrm{Ed}} > \tau_{\mathrm{Rd,c}}$ beträgt, ist Durchstanzbewehrung erforderlich und der maximale Durchstanzwiderstand am Bemessungsrundschnitt darf nicht überschritten werden:

$$\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{Rd,max}} \qquad \text{nach 8.4.4(3)} \tag{8.73}$$

(iv) Der Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung sollte die folgende Bedingung erfüllen:

$$\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{Rd,cs}} \qquad \text{nach 8.4.4 und entsprechend den Regeln zur baulichen Durchbildung nach 12.4.2} \tag{8.74}$$

(v) Falls Durchstanzbewehrung erforderlich ist, muss ein weiterer Bemessungsrundschnitt, an dem Querkraftbewehrung nicht mehr erforderlich ist, nach 8.4.4(4) überprüft werden.

8.4.2 Statische Nutzhöhe, Bemessungsrundschnitt und Schubspannung für Durchstanznachweise

(1) Die statische Nutzhöhe der Platte d_{v} für die Durchstanznachweise sollte als der Abstand von der Auflagerfläche zum mittleren Niveau der Bewehrungslagen angesetzt werden, siehe Bild 8.17.

$$d_{\mathrm{v}} = \frac{d_{\mathrm{vx}} + d_{\mathrm{vy}}}{2} \tag{8.75}$$

ANMERKUNG 1 Für d_{vx} und d_{vy} kann der Nennwert der statischen Nutzhöhe d_{nom} oder der Bemessungswert d_{d} verwendet werden [siehe A(6)]. Ein Nationaler Anhang kann die Verwendung von d_{d} regeln.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Direkte Auflagerung **b) Hängende Auflagerung mit Eindringung** **c) Stützeneindringung bei direkter Auflagerung**

Legende
1 Rundschnitt

Bild 8.17 —Statische Nutzhöhe der Platte d_v für Durchstanznachweise unter Berücksichtigung des wirksamen Abstützbereichs

ANMERKUNG 2 Bild 8.17c) stellt den Fall dar, bei dem eine Stütze in eine Platte eindringt. Das ist nur bei den Durchstanznachweisen zu berücksichtigen, wenn die Eindringtiefe größer als $d/20$ ist (siehe auch Toleranzen nach EN 13670).

(2) Der Bemessungsrundschnitt darf in der Regel in einem Abstand von $0{,}5d_v$ von der Auflagerfläche angenommen werden und sollte so geführt werden, dass seine Länge $b_{0,5}$ minimiert wird (siehe Bild 8.18). Für die Berechnung des Durchstanzwiderstands wird auch der Umfang b_0 an dem nach den Bild 8.18c), Bild 8.18d) und Bild 8.18e) minimierten Stützenrand verwendet.

Legende
1 Bemessungsrundschnitt
2 Auflagerfläche
3 Plattenrand

Bild 8.18 — Typische Bemessungsrundschnitte $b_{0,5}$ und Umfänge b_0 um Auflagerflächen

(3) Die Auswirkung der Konzentration der Querkräfte an den Ecken großer Auflagerflächen darf berücksichtigt werden, indem der Bemessungsrundschnitt unter der Annahme reduziert wird, dass die Länge seiner geraden Abschnitte an jedem Rand $3d_v$ nicht überschreitet (siehe reduzierte Rundschnittlänge in Bild 8.19a). Ohne genauere Berechnung sollte um große Stützenquerschnitte ausschließlich der reduzierte Bemessungsrundschnitt nach Bild 8.19a) berücksichtigt werden. An Wandenden und Wandecken sollte für die von den Eckauflagerflächen aufgenommene Last nach Bild 8.19b) und Bild 8.19c) ein Nachweis des Durchstanzwiderstands geführt werden, während für die außerhalb der Eckauflagerflächen aufgenommene Last ein Nachweis der Querkraft nach 8.2.1 und 8.2.2 geführt wird.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Stütze **b) Wandende** **c) Wandecke**

d) Mit Öffnung **e) Mit Einbauteilen**

Legende

A Bemessungsrundschnitt
B Eckauflagerfläche
C Einbauteile

Bild 8.19 — Länge des Bemessungsrundschnitts $b_{0,5}$ um große Auflagerflächen, mit nahen Öffnungen und bei Einbauteilen

(4) Die Auswirkung von Öffnungen oder Einbauteilen mit einem Mindestabstand $> 5d_v$ zum Bemessungsrundschnitt darf vernachlässigt werden. Anderenfalls sollte der Teil des Bemessungsrundschnitts als unwirksam betrachtet werden, der zwischen zwei bis zu den Außenkanten der Öffnung vom Mittelpunkt der Lasteinleitungsfläche gezeichneten Tangenten liegt [siehe Bild 8.19d) und Bild 8.19e)].

(5) Bei Platten mit veränderlicher Höhe, sollten Bemessungsrundschnitte in größerem Abstand von der Auflagerfläche überprüft werden und derjenige, der den geringsten Widerstand aufweist, sollte gewählt werden. Die entsprechende statische Nutzhöhe d_v für die Durchstanznachweise darf nach Bild 8.20 bestimmt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Flachdecken **b) Bodenplatten**

Legende
1 Bemessungsrundschnitt 1
2 Bemessungsrundschnitt 2

Bild 8.20 — Bemessungsrundschnitt und statische Nutzhöhe für Durchstanznachweise von Bauteilen mit veränderlicher Höhe

(6) Der Bemessungswert der Schubspannung τ_{Ed} darf berechnet werden als:

$$\tau_{\mathrm{Ed}} = \beta_{\mathrm{e}} \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{b_{0,5} \cdot d_{\mathrm{v}}} \tag{8.76}$$

Dabei ist

V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft am maßgebenden Bemessungsrundschnitt (alle günstig wirkenden Lasten auf der Zugseite des plattenförmigen Bauteils, der Sohldruck auf Gründungen und Bodenplatten und die Umlenkkräfte in vorgespannten Platten innerhalb des Bemessungsrundschnitts dürfen von der Querkraft in der Auflagermitte abgezogen werden, um den Bemessungswert der Querkraft V_{Ed} am Bemessungsrundschnitt zu berechnen). Im Fall von Fundamenten oder Bodenplatten ohne Durchstanzbewehrung darf der Sohldruck σ_{gd} bis zu einem Abstand von $0{,}67d_{\mathrm{v}}$ von der Stütze abgezogen werden;

β_{e} ein Koeffizient zur Berücksichtigung der Konzentration der Querkräfte, der Tabelle 8.3 entnommen werden darf. Die Näherungswerte für Innen-, Rand- und Eckstützen dürfen nur dann verwendet werden, wenn alle folgenden Bedingungen erfüllt sind:

— die seitliche Aussteifung ist von der Rahmeneinwirkung von Platten und Stützen unabhängig;

— die Stützweiten der angrenzenden Felder unterscheiden sich in der Länge um nicht mehr als 25 %;

— die Platte wird ausschließlich durch gleichmäßig verteilte Lasten beansprucht;

— die auf die Rand- und Eckstützen übertragenen Momente sind nicht größer als $M_{\mathrm{td,max}} = 0{,}25 b_{\mathrm{e}} \cdot d^2 \cdot f_{\mathrm{cd}}$, wobei die Breite b_{e} in Bild 8.21c) festgelegt ist.

Anderenfalls sollten genauere Werte angewendet werden. Für eine präzisere Berechnung dürfen genauere Werte auch in den Fällen angewendet werden, die den vorstehend genannten Bedingungen entsprechen;

$b_{0,5}$ der Umfang des Bemessungsrundschnitts.

ANMERKUNG Für d_{v} nach Gleichung (8.75) kann der Nennwert der statischen Nutzhöhe d_{nom} oder der Bemessungswert d_{d} für d_{vx} und d_{vy} verwendet werden [siehe A(6)]. Ein Nationaler Anhang kann die Anwendung von d_{d} regeln.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 8.3 — Koeffizienten β_e zur Berücksichtigung von Konzentrationen der Querkräfte

Auflager	Näherungswert	Genauerer Wert[a]	
Innenstützen	$\beta_e = 1{,}15$	$\beta_e = 1 + 1{,}1\frac{e_b}{b_b}$	Dabei ist $e_b = \sqrt{e_{b,x}^2 + e_{b,y}^2}$
Randstützen	$\beta_e = 1{,}4$		Dabei ist $e_b = 0{,}5\lvert e_{b,x}\rvert + \lvert e_{b,y}\rvert$
Eckstützen	$\beta_e = 1{,}5$		Dabei ist $e_b = 0{,}27(\lvert e_{b,x}\rvert + \lvert e_{b,y}\rvert) \leq 0{,}45 \cdot b_b$
Wandenden	$\beta_e = 1{,}4$		
Wandecken	$\beta_e = 1{,}2$		

[a] $e_{b,x}$, $e_{b,y}$ sind die Komponenten der Lastausmitte der Resultierenden der Querkräfte in Bezug auf den Schwerpunkt des Bemessungsrundschnitts. Diese dürfen vereinfacht werden, indem Teile von Kreisen durch Ecken ersetzt werden (siehe Bild 8.21a)), wobei die geraden Abschnitte nicht auf $3d_v$ nach (3) begrenzt sind;

b_b ist der geometrische Mittelwert der kleinsten und größten Gesamtbreiten des Bemessungsrundschnitts nach Bild 8.21b):

$b_b = \sqrt{b_{b,min} \cdot b_{b,max}}$

a) b) c)

a) Definition der Lastausmitte e_b
b) Definition der Gesamtbreiten $b_{b,min}$ und b_{bmax} des Bemessungsrundschnitts
c) Definition der Breite b_e für eine Randstütze

Legende

V_{Ed} die Resultierende der Querkräfte
1 Vereinfachter Bemessungsrundschnitt für die Berechnung seines Schwerpunkts
2 Schwerpunkt des vollständigen Bemessungsrundschnitts
3 Plattenrand
4 Stütze
5 Bemessungsrundschnitt

Bild 8.21 — Lastausmitte und Bemessungsrundschnitt bei Randstützen für Tabelle 8.3

(7) Der Bemessungswert der Schubspannung τ_{Ed} darf auch direkt anhand einer genaueren Berechnung der Schubspannungsverteilung entlang des Rundschnitts berechnet werden als:

$$\tau_{Ed} = \frac{v_{Ed}}{d_v} \tag{8.77}$$

wobei die Querkraft je Längeneinheit der Breite v_{Ed} nach 8.2.1(6) gemittelt werden darf.

ANMERKUNG Für d_v siehe 8.4.2(6).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(8) In Fällen, in denen erhebliche konzentrierte Einzellasten ($\geq 0{,}2V_{\mathrm{Ed}}$) nahe an der Auflagerfläche (näher als $3d_{\mathrm{v}}$ vom Bemessungsrundschnitt) einwirken, oder in Fällen, die nicht in (6) bis (7) behandelt werden, darf die Bemessungsschubspannung τ_{Ed} (Mittelwert über die Höhe) im Bemessungsrundschnitt unter Anwendung eines Verfahrens berechnet werden, das die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen der Platte berücksichtigt (z. B. linear-elastische Berechnung).

(9) Im Fall von Konzentrationen von Querkräften darf der Höchstwert über eine Breite von maximal $2d_{\mathrm{v}}$ auf beiden Seiten des Höchstwerts der Querkraft gemittelt werden.

8.4.3 Durchstanzwiderstand von Platten ohne Durchstanzbewehrung

(1) Der Bemessungswert des Schubspannungswiderstands gegenüber Durchstanzen muss wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{\mathrm{Rd,c}} = \frac{0{,}6}{\gamma_{\mathrm{V}}} \cdot k_{\mathrm{pb}} \left(100\, \rho_{\mathrm{l}} \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{\mathrm{dg}}}{d_{\mathrm{v}}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0{,}6}{\gamma_{\mathrm{V}}} \cdot \sqrt{f_{\mathrm{ck}}} \tag{8.78}$$

Dabei ist

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{\mathrm{l,x}} \cdot \rho_{\mathrm{l,y}}} \tag{8.79}$$

$\rho_{\mathrm{l,x}}, \rho_{\mathrm{l,y}}$ sind die Bewehrungsgrade der Biegebewehrung in x- bzw. y-Richtung. Die Werte von $\rho_{\mathrm{l,x}}$ und $\rho_{\mathrm{l,y}}$ sollten als Mittelwerte über die Breite b_{s} nach Bild 8.22 berechnet werden;

d_{dg} entspricht 8.2.1(4);

k_{pb} der Gradientenbeiwert für das Durchstanzen, der berechnet werden darf als:

$$1 \leq k_{\mathrm{pb}} = 3{,}6 \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0,5}}} \leq 2{,}5 \tag{8.80}$$

d_{v} nach 8.4.2(1) berechnet.

a) Innenstützen **b) Randstützen** **c) Eckstützen**

Bild 8.22 — Definition der Breite b_{s}

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Bei Abständen zwischen dem Mittelpunkt der Auflagerfläche und dem Momentennullpunkt bei der betrachteten Lastkombination a_{p} kleiner als $8d$ darf der Wert von d_{v} in Gleichung (8.78) ersetzt werden durch:

$$a_{\mathrm{pd}} = \sqrt{\frac{a_{\mathrm{p}}}{8} \cdot d_{\mathrm{v}}} \tag{8.81}$$

Dabei ist

$$a_{\mathrm{p}} = \sqrt{a_{\mathrm{p,x}} \cdot a_{\mathrm{p,y}}} \geq d_{\mathrm{v}} \tag{8.82}$$

$a_{\mathrm{p,x}}$, $a_{\mathrm{p,y}}$ die maximalen Abstände vom Schwerpunkt des Bemessungsrundschnitts [darf nach Bild 8.21a) vereinfacht werden] bis zu beiden Punkten (auf der x- bzw. der y-Achse), bei denen die Biegemomente $m_{\mathrm{Ed,x}}$, bzw. $m_{\mathrm{Ed,y}}$, Null betragen. Die Abstände a_{px} und a_{py} dürfen nach (3) oder unter Verwendung eines linear-elastischen Modells (im ungerissenen Zustand) berechnet werden. Der Ursprung des lokalen Koordinatensystems (x,y) liegt im Mittelpunkt der Auflagerfläche und stimmt mit den Bewehrungsrichtungen überein (Hauptrichtungen im Fall von nicht orthogonalen Bewehrungslagen).

(3) Bei regelmäßigen Flachdecken, deren seitliche Aussteifung nicht von der Rahmeneinwirkung zwischen den Platten und den Stützen abhängig ist und bei denen die Bedingung $0{,}5 \leq L_{\mathrm{x}}/L_{\mathrm{y}} \leq 2$ eingehalten ist, darf näherungsweise der Wert von a_{p} als $a_{\mathrm{px}} \approx 0{,}22L_{\mathrm{x}}$ oder $a_{\mathrm{py}} \approx 0{,}22L_{\mathrm{y}}$ für die x- bzw. y-Richtung angenommen werden. Bei unterschiedlichen Stützweiten in durchlaufenden Deckenplatten, sollte die längste Stützweite der Felder neben der betrachteten Stütze berücksichtigt werden. Für Eckstützen und für die Richtung senkrecht zum Rand bei Randstützen darf ein konservativer Schätzwert von a_{p} unter Berücksichtigung der Stützweiten in beiden Richtungen des Randfelds ermittelt werden.

(4) Für Platten mit Normalkräften und für vorgespannte Platten darf der Wert von k_{pb} nach Gleichung (8.80) mit dem Koeffizienten k_{pp} multipliziert werden:

$$k_{\mathrm{pp}} = k_{\mathrm{N}} \quad \text{bei Normaldruckkräften (z. B. Vorspannung)} \tag{8.83}$$

$$k_{\mathrm{pp}} = 1/k_{\mathrm{N}} \quad \text{bei Normalzugkräften} \tag{8.84}$$

$$k_{\mathrm{N}} = \sqrt{1 + 1{,}2 \cdot \frac{b_{0,5}}{\mu_{\mathrm{p}} \cdot d_{\mathrm{v}}} \frac{|\sigma_{\mathrm{d}}|}{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}}} \tag{8.85}$$

Dabei ist σ_{d} die mittlere Normalspannung über die Breite b_{s} nach Bild 8.22.

Wenn unterschiedliche Normalspannungen in zwei Richtungen einwirken, darf ein Mittelwert

$$k_{\mathrm{pp}} = \sqrt{k_{\mathrm{pp,x}} \cdot k_{\mathrm{pp,y}}} \tag{8.86}$$

angenommen werden, wobei $k_{\mathrm{pp,x}}$ und $k_{\mathrm{pp,y}}$ die Koeffizienten zur Berücksichtigung vorhandener Normalspannungen in x- und y-Richtung sind.

Bei vorgespannten Platten mit außermittigen Spanngliedern, darf die günstige Auswirkung der Lastausmitte des Spannglieds auf der Zugseite des plattenförmigen Bauteils mit

$$k_{\mathrm{N}} = \sqrt{1 + 1{,}2 \cdot \frac{b_{0,5}}{\mu_{\mathrm{p}} \cdot d_{\mathrm{v}}} \frac{|\sigma_{\mathrm{d}}|}{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}} \left(1 + 6\frac{e_{\mathrm{p}}}{d}\right)} \tag{8.87}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

berücksichtigt werden, wobei e_p die Lastausmitte der Spannglieder in der Achse der Auflagerfläche in Bezug zum Schwerpunkt des Querschnitts und für zugseitige Spannglieder als positiv zu betrachten ist. Bei statisch unbestimmten Platten sollte die Auswirkung statisch überbestimmter Momente infolge von Vorspannung berücksichtigt werden, indem die Lastausmitte der Spannglieder dementsprechend verringert wird.

Bei vorgespannten Platten mit Spanngliedern im Verbund sollte die statische Nutzhöhe d_v und der Biegebewehrungsgrad ρ_l zur Verwendung in Gleichung (8.78) nach 8.2.2(6) in beiden Richtungen berechnet und unter Verwendung von Gleichung (8.75) und Gleichung (8.79) gemittelt werden.

Der negative Einfluss der Zugkräfte in der Platte muss berücksichtigt werden ($k_{pp} < 1{,}0$).

8.4.4 Durchstanzwiderstand von Platten mit Durchstanzbewehrung

(1) Ist Durchstanzbewehrung erforderlich, sollte sie berechnet werden nach:

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd} \tag{8.88}$$

Dabei ist

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} \tag{8.89}$$

$$\eta_s = \frac{d_v}{150\phi_v} + \left(15\frac{d_{dg}}{d_v}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{\eta_c \cdot k_{pb}}\right)^{3/2} \leq 0{,}8 \tag{8.90}$$

mit d_{dg} nach 8.2.1(4);

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t} \quad \text{der Durchstanzbewehrungsgrad am untersuchten Bemessungsrundschnitt} \tag{8.91}$$

A_{sw} die Fläche eines Schenkels der Durchstanzbewehrung;

s_r der radiale Abstand der Durchstanzbewehrung ($s_r = s_1$, siehe Bild 8.24); für gleichmäßig verteilte Durchstanzkraftbewehrung, die die Anforderungen nach 12.4.2 erfüllt, darf ρ_w direkt auf Grundlage des Abstands in beiden Richtungen berechnet werden. Werden einzelne aufgebogene Stäbe verwendet, darf $s_r = 0{,}67d_v$ angenommen werden;

s_t der mittlere tangentiale Abstand der in Rundschnitten verteilten der Durchstanzbewehrung, gemessen im untersuchten Rundschnitt (Länge des Rundschnitts dividiert durch die Anzahl der kreuzenden Reihen im Fall von Durchstanzbewehrung in kreuzförmiger oder kreisförmiger Anordnung).

(2) Wenn geneigte Durchstanzbewehrung verwendet wird, darf:

— der Bewehrungsgrad ρ_w in Gleichung (8.89) mit dem Faktor ($\sin\alpha_w + \cos\alpha_w$) multipliziert werden;

— der nach Gleichung (8.91) berechnete Koeffizient η_s mit dem Faktor ($\sin\alpha_w + \cos\alpha_w$) · $\sin\alpha_w$ multipliziert werden (jedoch unter Berücksichtigung, dass $\eta_s \leq 0{,}8$ beträgt).

(3) Der Durchstanzwiderstand muss begrenzt werden auf einen Maximalwert von:

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} \tag{8.92}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei darf ein Koeffizient η_{sys} nach Gleichung (8.93) zur Berücksichtigung der Wirksamkeit von Durchstanzbewehrungssystemen verwendet werden:

$$\eta_{\text{sys}} = 1{,}15\frac{d_{\text{sys}}}{d_{\text{v}}} + 0{,}63\left(\frac{b_0}{d_{\text{v}}}\right)^{1/4} - 0{,}85\frac{s_0}{d_{\text{sys}}} \tag{8.93}$$

Dabei sind d_{sys} und s_0 in Bild 8.23 definiert. Bei veränderlichem Abstand s_0 sollte der Mittelwert über den Bemessungsrundschnitt in Gleichung (8.93) verwendet werden.

Bei Verwendung von speziellen Durchstanzbewehrungselementen muss η_{sys} durch Prüfung nach dem maßgebenden Europäischen Bewertungsdokument (EAD) bestimmt werden.

Der maximale Durchstanzwiderstand $\tau_{\text{Rd,max}}$ von Innenstützen darf mit η_{pb} zur Berücksichtigung der Druckmembranwirkung multipliziert werden, sofern:

— keine wesentlichen Öffnungen, Einbauteile oder Plattenränder in einem Abstand kleiner als $5d_{\text{v}}$ vom Bemessungsrundschnitt $b_{0,5}$ vorhanden sind; und

— der Koeffizient η_{pb} noch schon in $\tau_{\text{Rd,c}}$ nach I.8.5.1(1) berücksichtigt ist.

ANMERKUNG Der Faktor ist $\eta_{\text{pb}} = 1{,}0$ bei neuen Tragwerken und η_{pb} nach I.8.5.1(1) bei bestehenden Tragwerken, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

a) Siehe Details in b) bis d) **b) Oberseite eines Kopfes** **c) Bewehrungsachse innerhalb einer Stabbiegung** **d) Beginn einer Stabbiegung**

Bild 8.23 — Definition des Parameters d_{sys}

(4) Der äußere Bemessungsrundschnitt, bei dem Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist ($b_{0,5,\text{out}}$, siehe Bild 8.24), sollte berechnet werden als:

$$b_{0,5,\text{out}} = b_{0,5} \cdot \left(\frac{d_{\text{v}}}{d_{\text{v,out}}} \cdot \frac{1}{\eta_{\text{c}}}\right)^{3/2} \tag{8.94}$$

Dabei ist

$d_{\text{v,out}}$ die äußere statische Nutzhöhe für den Durchstanznbachweis nach Bild 8.24;

η_{c} wie in Gleichung (8.89) definiert.

Die äußerste Reihe der Durchstanzbewehrung sollte in einem Abstand von nicht mehr als $0{,}5d_{\text{v,out}}$ vom äußeren Rundschnitt nach Bild 8.24 angeordnet sein.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Radiale Anordnungen
b) Kreuzförmige Anordnungen
c) statische Nutzhöhe für Durchstanznachweise mit Bügeln und Doppelkopfbolzen
d) statische Nutzhöhe für Durchstanznachweise mit aufgebogenen Stäben
e) Details zu den Maßen für $d_{v,out}$

Legende

X	äußerer Bemessungsrundschnitt	3	Beginn der Stabbiegung
1	Auflagerfläche (Stütze oder Wandende)	4	Unterseite eines Kopfes
2	Durchstanzbewehrung	5	Bewehrungsachse innerhalb einer Stabbiegung

Bild 8.24 — Bemessungsrundschnitte außerhalb des Bereichs der Durchstanzbewehrung

8.5 Bemessung mit Stabwerkmodellen und Spannungsfeldern

8.5.1 Allgemeines

(1) Stabwerkmodelle oder Spannungsfelder sollten für die Bemessung und den Nachweis von Diskontinuitätsbereichen verwendet werden (z. B. Bereiche mit nichtlinearer Dehnungsverteilung, wie in der Nähe konzentrierter Lasten oder geometrischer Diskontinuitäten), wenn keine spezifischen Festlegungen an anderer Stelle in diesem Eurocode oder keine alternativen genaueren Berechnungen vorliegen.

ANMERKUNG Alle Festlegungen nach 8.2.3 bis 8.2.5 und 8.3 sowie Anhang G entsprechen den Regeln nach 8.5. Stabförmige Bauteile mit Querkraftbewehrung und ohne Diskontinuitäten können daher auch entsprechend den Festlegungen nach 8.5 für Biegung, Querkraft und Torsion bemessen werden.

(2) Die Regeln nach 8.5 gelten ohne einen Nachweis der Verformungsfähigkeit, sofern die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

— das Bauteil enthält eine Mindestbewehrung nach Abschnitt 12, oder eine unkontrollierte Rissbildung wird durch andere Maßnahmen verhindert;

— die Bewehrung entspricht den Konstruktionsegeln nach Abschnitt 11 und Abschnitt 12;

— der Betonstahl entspricht der Duktilitätsklasse B oder C;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Stabwerkmodelle und Spannungsfelder basieren auf einem Spannungszustand in einem gerissenen Betontragwerk. Sie müssen im Gleichgewicht mit den äußeren Einwirkungen stehen und die Widerstandsbedingungen einhalten. Sie bestehen aus:

— Druckstreben in Stabwerkmodellen als Idealisierungen der Druckfelder in den Spannungsfeldern (siehe 8.5.2);

— Zugstrebenmit der Bewehrung (siehe 8.5.3);

— Knotenbereichen, in denen die Kräfte zwischen den Druckstreben oder zwischen Druckfeldern und/oder den Zugstreben übertragen werden (siehe 8.5.4).

ANMERKUNG Stabwerkmodelle und Spannungsfelder basieren auf konsistenten Hypothesen und ergänzen sich in Bezug auf die Anwendung. Stabwerkmodelle sind Idealisierungen der Spannungsfelder, die die Kraftresultierenden der Druckfelder (Druckstreben) und der Zugstreben in den Spannungsfeldern repräsentieren [siehe Bild 8.25b) und Bild 8.25d)].

(4) Druckfelder und Zugstreben in Spannungsfeldern können verteilt [Bild 8.25a)] oder konzentriert [Bild 8.25c)] sein. Beide Fälle dürfen nach den Festlegungen nach 8.5 bemessen werden. Alternativ dürfen für die Bemessung eines Bauteils, das vollständig durch ein verteiltes und gleichförmiges Druckfeld belegt ist und und verteilte Bewehrung aufweist [siehe z. B. Bild 8.25a)], die Gleichungen nach Anhang G angewendet werden. In diesem letztgenannten Fall müssen die Kräfte in jedem Gurt an den Rändern des Membranelements entsprechend bemessen werden.

a) Verteiltes Spannungsfeld **b) Zugehöriges Stabwerkmodell**

c) Konzentriertes Spannungsfeld **d) Zugehöriges Stabwerkmodell**

Legende

1 verteiltes Druckfeld
2 verteilte Zugstrebe
3 konzentrierte Zugstrebe
4 dreieckiger Knotenbereich
5 konzentriertes Druckfeld
7 Zugstrebe
8 Knoten
10 Druckstrebe
11 konzentriertes Druckfeld

Bild 8.25 — Beispiele für Spannungsfelder und Stabwerkmodelle

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

8.5.2 Druckstreben und Druckfelder

(1) Die Breite der Druckstreben und der Druckfelder nahe Bauteilrändern oder Öffnungen müssen in Bezug auf die Widerstandsbedingung nach (3) nachgewiesen werden. Für die Bedingungen an den Enden der Druckstreben gilt 8.5.4.

(2) Die Spannungen in den Betondruckstreben und in den Druckfeldern dürfen im Allgemeinen als gleichmäßig über den jeweiligen Querschnitt verteilt angenommen werden, so dass ihr Wert berechnet werden darf als:

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = \frac{|F_{\mathrm{cd}}|}{b_{\mathrm{c}} \cdot t} \tag{8.95}$$

Dabei ist

F_{Ed} die Druckkraft der Druckstrebe;

t die Dicke der Druckstrebe, die durch die Dicke des Bauteils begrenzt sein kann;

b_{e} die Breite der Druckstrebe.

(3) Die Spannung σ_{cd} in einer Druckstrebe oder in einem Druckfeld, das im Beton entsteht, muss die folgende Bedingung erfüllen:

$$\sigma_{\mathrm{cd}} \leq \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{8.96}$$

Dabei ist ν der Abminderungsfaktor der Druckfestigkeit nach (4) und (5).

(4) Sofern kein genauerer Ansatz angewendet wird, darf der Faktor ν als Funktion einer vorhandenen Zugstrebe und des kleinsten Winkels θ_{cs} zwischen der Druckstrebe als Resultierende des Druckfelds, und einer beliebigen nach Bild 8.26 definierten Zugstrebe bestimmt werden.

ANMERKUNG Im Beispiel in Bild 8.26b), kann θ_{cs} nach Gleichung (8.97) berechnet werden:

$$\cot\theta_{\mathrm{cs}} = \frac{\cot\theta}{2} + \frac{a}{2 \cdot z} \tag{8.97}$$

a) für Druckfelder und Druckstreben, die durch eine Zugstrebe, in einem Winkel gekreuzt oder umgelenkt werden:

— $20° \leq \theta_{\mathrm{cs}} < 25°$ $\quad \nu = 0{,}4$ (8.98a)

— $25° \leq \theta_{\mathrm{cs}} < 35°$ $\quad \nu = 0{,}5$ (8.98b)

— $35° \leq \theta_{\mathrm{cs}} < 45°$ $\quad \nu = 0{,}6$ (8.98c)

— $45° \leq \theta_{\mathrm{cs}} < 90°$ $\quad \nu = 0{,}7$ (8.98d)

b) für Druckfelder und Druckstreben in einem Bereich mit einer Querdruckspannung oder ohne Zugstreben:

$$\nu = 1{,}0 \tag{8.98e}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Alternativ darf der Wert des Faktors ν bestimmt werden als:

$$\nu = \frac{1}{1{,}11 + 0{,}22 \cdot \cot^2\theta_{\mathrm{cs}}} \leq 1{,}0 \tag{8.99}$$

a) Konstante Breite **b) Veränderliche Breite**

Bild 8.26 — Definition des Winkels θ_{cs} für ein Druckfeld (Beispiel für ein Endauflager von Balken)

(5) Genauere Werte für den Faktor ν dürfen auch für Druckfelder in gerissenen Bereichen verwendet werden. Diese dürfen anhand der Hauptzugdehnung im Beton auf Grundlage einer Bauteilberechnung in gerissenem Zustand unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit bestimmt werden. In diesem Fall darf der Faktor ν ermittelt werden mit:

$$\nu = \frac{1}{1{,}0 + 110\varepsilon_1} \leq 1{,}0 \tag{8.100}$$

Dabei ist ε_1 der Höchstwert der Hauptzugdehnung.

(6) In Bereichen mit Umschnürungsbewehrung darf die Druckfestigkeit nach 8.1.4 erhöht werden. Die in 8.1.4(2) zu verwendende Umschnürungsspannung σ_{c2d} ist die niedrigste der beiden senkrecht zur Strebe wirkenden Hauptdruckspannungen (in plattenförmigen Bauteilen ohne Umschnürungsbewehrung senkrecht zur Scheibenrichtung beträgt σ_{c2d} daher Null).

(7) Der Beitrag der Druckbewehrung zur Druckstrebenfestigkeit darf bis zu ihrer Streckgrenze berücksichtigt werden, sofern:

— sie in der Richtung der Druckstrebe verläuft;

— der Widerstand des Bauteils nach 8.1 berücksichtigt wird;

— das Ausknicken der Bewehrung entsprechend den Regeln nach 12.5.2 verhindert wird; und

— die bauliche Durchbildung entsprechend den Regeln nach Abschnitt 11 und Abschnitt 12 erfolgt.

8.5.3 Zugstreben

(1) Der Widerstand einer Zugstrebe F_{Rd} muss die folgende Bedingung erfüllen:

$$F_{\mathrm{td}} \leq F_{\mathrm{Rd}} = A_{\mathrm{s}} \cdot f_{\mathrm{yd}} + A_{\mathrm{p}} \cdot f_{\mathrm{pd}} \tag{8.101}$$

Dabei sind A_{s} und A_{p} die Querschnittsflächen der Bewehrung der Zugstrebe. Wenn Spannbewehrung als eine äußere Einwirkung betrachtet wird, sollte f_{pd} durch $f_{\mathrm{pd}} - \sigma_{\mathrm{pd}}$ nach 7.10.5(1) ersetzt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

(2) Gleichung (8.101) darf nur verwendet werden, wenn die Zugstreben in geeigneter Weise in den Knoten entsprechend den Regeln nach 8.5.4 verankert sind. Anderenfalls sollte die Kraft in den Zugstreben auf die Kraft begrenzt werden, die wirksam verankert werden kann.

8.5.4 Knoten

8.5.4.1 Definitionen

(1) Knoten müssen die Übertragung von Kräften zwischen den verschiedenen Druckstreben und Zugstreben sicherstellen (siehe Bild 8.25).

(2) Bei Knoten mit drei gleichzeitig wirkenden Druckstreben und Zugstreben können vier Fälle unterschieden werden:

— CCC-Knoten, wenn ausschließlich Druckstreben den Knoten erreichen (siehe 8.5.4.2);

— CCT-Knoten, wenn ausschließlich eine Zugstrebe im Knoten vorhanden ist (siehe 8.5.4.3);

— CTT-Knoten, wenn ausschließlich eine Druckstrebe die Bewehrungskräfte ausgleicht (siehe 8.5.4.4);

— TTT-Knoten, wenn ausschließlich Zugstreben den Knoten erreichen. TTT-Knoten dürfen nur verwendet werden, wenn konsistente Werte des Abminderungsfaktors der Druckfestigkeit ν im Knoten angenommen werden, die der Verankerung, der baulichen Durchbildung und den Dehnungen nach 8.5.2(5) Rechnung tragen.

(3) Knoten mit vier oder mehr gleichzeitig wirkenden Druckstreben und Zugstreben dürfen als eine Kombination von zwei oder mehr Knoten behandelt werden, die jeweils drei kreuzende Druckstreben und Zugstreben nach (2) aufweisen.

8.5.4.2 CCC-Knoten

(1) In einem CCC-Knoten darf der Nachweis des Spannungszustands innerhalb des Knotenbereichs entfallen, wenn alle angrenzenden Druckstreben ihre Spannungsgrenzwerte einhalten.

(2) Der Wert des Koeffizienten ν an den Enden der zusammenlaufenden Druckstreben darf mit 1,0 angesetzt oder nach 8.1.4 oder 8.6 erhöht werden. Die Breiten der Druckstreben b_c dürfen entsprechend angepasst werden. Falls die zusammenlaufenden Druckstreben unterschiedliche Spannungen aufweisen, darf die Geometrie des Knotens nach Bild 8.27b) angepasst werden.

(3) Bei CCC-Knoten an der Oberfläche einer Teilflächenbelastung, darf der Festigkeitsanstieg nach 8.6 berücksichtigt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Identische Spannungen **b) Unterschiedliche Spannungen**

Bild 8.27 — CCC-Knoten mit drei Druckstreben

8.5.4.3 CCT-Knoten

(1) Die Zugkraft F_{2d} nach Bild 8.28a) muss verankert werden:

— außerhalb des Knotenbereichs nach Bild 8.28b); oder

— teilweise oder vollständig innerhalb des Knotenbereichs nach Bild 8.28c).

(2) Die folgenden Verfahren dürfen zur Verankerung der Kraft in den Zugstreben angewendet werden:

— mit geraden Stäben nach 11.4.2, wobei der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} nicht kleiner als die Breite des Knotenbereichs [l_{bdn} in Bild 8.28c)] sein sollte;

— mit Winkelhaken, Haken (11.4.3) und Schlaufen (11.4.4). Dabei sollte weder der Beginn ihrer Stabbiegung vor dem Knotenmittelpunkt liegen, noch sollte der Biegeradius vor dem Ende des Knotens liegen.

— mit Kopfstäben nach (11.4.5). Dabei sollten die Köpfe außerhalb des Knotenbereichs angeordnet sein. Eine zusätzliche Vorlänge nach Bild 8.28d) bis Bild 8.28e) sollte vorgesehen werden, um die Verteilung der verankerten Kraft über die Breite b_s und die Dicke t zu ermöglichen (dabei ist $b_s \cdot t \geq F_{2d,b}/f_{cd}$ und $F_{2d,b}$ die auf der Rückseite des Knotens zu verankernde Bewehrungskraft).

(3) Falls erforderlich, darf die Bewehrung, die die Zugstrebenkraft aufnimmt, verteilt oder eine verteilte Bewehrung nach Bild 8.28e) hinzugefügt werden. Im Fall von verteilten Bügeln, die die Zugstrebenkraft aufnehmen, gilt 12.2.3.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Stabwerkmodell
b) Mit Verankerung außerhalb des Knotenbereichs
c) Verankerung teilweise innerhalb des Knotenbereichs
d) Beispiel für Verankerung mit Kopfstäben
e) Beispiel für Verankerung mit Schlaufen

Legende

A Querschnitt, in dem die Bewehrungskraft vollständig in den druckbeanspruchten Beton eingeleitet wird

Bild 8.28 — CCT-Knoten und Spannungsfelder

(4) Der Abminderungsfaktor ν der Druckfestigkeit des Betons in Knoten darf angenommen werden:

— entsprechend 8.5.2(4), falls die Zugstrebe vollständig innerhalb des Knotenbereichs verankert ist, wie in Bild 8.28c) dargestellt (Fall mit $l_{bdn} = l_{bd}$);

— mit $\nu = 1{,}0$, falls die Zugstrebe vollständig außerhalb des Knotenbereichs verankert ist, wie in Bild 8.28b), Bild 8.28d) und Bild 8.28e) dargestellt;

— als eine lineare Interpolation zwischen den vorstehenden Werten in Abhängigkeit vom Verhältnis zwischen der erforderlichen Verankerungslänge außerhalb des Knotenbereichs und der gesamten erforderlichen Verankerungslänge.

8.5.4.4 CTT-Knoten

(1) CTT-Knoten (Bild 8.29) sollten nach einer der folgenden Alternativen bemessen werden:

— mit gebogenen Stäben nach Bild 8.29b);

— mit Verankerungen außerhalb des Knotenbereichs nach Bild 8.29c) oder teilweise innerhalb des Knotenbereichs nach Bild 8.28c). Bei einer Verankerung der Kraft mit Winkelhaken, Haken, Schlaufen oder Kopfstäben gilt 8.5.4.3(2);

— mit geraden Stäben innerhalb des Knotenbereichs nach Bild 8.29d).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Stabwerkmodell und Kräftegleichgewicht

b) Stabwerkmodell und Spannungsfeld für die Umlenkkraft eines gebogenen Stabs

c) Stabwerkmodell und Spannungsfeld für Verankerungen außerhalb des Knotens

d) Stabwerkmodell und Spannungsfeld für Verankerungen innerhalb des Knotens

Legende

A Querschnitt, in dem die Bewehrungskraft vollständig in den druckbeanspruchten Beton eingeleitet wird

Bild 8.29 — CTT-Knoten und zugehöriges Spannungsfeld

(2) Der Abminderungsfaktor ν der Druckfestigkeit des Betons am Ende der Druckstrebe darf angenommen werden:

— entsprechend 8.5.2(4) im Fall von gebogenen Stäben nach Bild 8.29b), sofern die Anforderungen an den Biegerollendurchmesser nach 11.3 erfüllt werden, oder im Fall, dass die Anker innerhalb des Knotenbereichs verankert sind, wie in Bild 8.29d) dargestellt;

— mit $\nu = 1{,}0$, falls die Zugstrebe vollständig außerhalb des Knotenbereichs verankert ist, wie in Bild 8.29c) dargestellt.

8.5.5 Ausbreitung der Druckstreben

(1) Sofern keine genauere Berechnung in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit durchgeführt wird (z. B. nach 7.7), muss die Querbewehrung für konzentrierte Kräfte, die in einem ebenen Spannungszustand aufgebracht werden und sich in einem Bauteil ausbreiten, die Regeln nach 8.5.5 erfüllen.

(2) Die Bewehrung zur Aufnahme von Querzugkräften darf in Übereinstimmung mit den Spannungsfeldern oder dem Stabwerkmodell nach Bild 8.30 bemessen und angeordnet werden:

$$F_{\mathrm{td}} = \frac{F_{\mathrm{d}}}{2} \tan\theta_{\mathrm{cf}} \tag{8.102}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei darf der Ausbreitungswinkel θ_{cf} angenommen werden als:

$$\tan\theta_{cf} = \frac{1 - a/b}{2} \tag{8.103}$$

Dabei sind a und b in Bild 8.30a) definiert. Für den in Bild 8.30c) und Bild 8.30d) dargestellten Fall ($b > a + H/2$), sollte das Verhältnis a/b gleich 0 angenommen werden.

Bei der Bemessung der Bewehrung dürfen alternative Ansätze angewendet werden, sofern die Ausbreitungswinkel und die entsprechende Bewehrungskonstruktion anhand eines Spannungsfelds ermittelt werden, das die Anforderungen nach 8.5.2 bis 8.5.4 erfüllt.

a) und b) schmales Element **c) und d) breites Element**

Bild 8.30 — Ausbreitung von konzentrierten Kräften, Spannungsfelder und Stabwerkmodelle

(3) Wenn konzentrierte Kräfte in Randnähe einwirken, sollte eine Querbewehrung angeordnet werden, um die Kraft aus dem konzentrierten Spannungsfeld in Bild 8.31 aufzunehmen:

$$F_{td} = F_d \cdot \tan\theta_{cf} \tag{8.104}$$

Dabei darf $\tan\theta_{cf} \geq 1/4$ angenommen werden. Der Knotenbereich darf in diesem Fall als ein CCT-Knoten angenommen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Spannungsfeld **b) zugehöriges Stabwerkmodell**

Bild 8.31 — Konzentrierte Kräfte in Randnähe

8.6 Teilflächenbelastung

(1) Bei einer Teilflächenbelastung müssen das lokale Bruchverhalten nach (2) und die Querzugkräfte nach (3) und 8.5 berücksichtigt werden. Die Gleichungen nach (2) und (3) gelten, wenn kein Risiko für ein Durchstanzversagen besteht. Ein mögliches Durchstanzversagen muss nach 8.4 unabhängig überprüft werden.

(2) Für eine gleichmäßige Spannungsverteilung auf einer Fläche A_{c0} (siehe Bild 8.32) darf der Bruchwiderstand wie folgt nachgewiesen werden:

$$\sigma_{Rdu} = f_{cd}\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq \nu_{part} f_{cd} \tag{8.105}$$

Dabei ist

ν_{part} ein Umschnürungsfaktor:

$\nu_{part} = 7{,}0$, falls keine externen Zugkräfte auftreten, die eine parallel zur Lastrichtung verlaufende Rissbildung auslösen können, und keine bekannten bereits bestehenden Risse oder Zwang in dieser Richtung vorliegen;

$\nu_{part} = 3{,}0$ anderenfalls;

A_{c0} die Lasteinleitungsfläche (siehe Bild 8.32).

$$A_{c0} = a_0 \cdot b_0 \tag{8.106a}$$

Bei ausmittiger Belastung sollte A_{c0} mit $A_{c0,red}$ angesetzt werden (siehe Bild 8.34):

$$A_{c0,red} = a_{0,red} \cdot b_{0,red} \tag{8.106b}$$

Dabei ist

$a_{0,red} = a_0 - 2e_a$ und $b_{0,red} = b_0 - 2e_b$;

e_a die Lastausmitte parallel zu a_0;

e_b die Lastausmitte parallel zu b_0.

A_{c1} die Betonausbreitungsfläche, die wie folgt bestimmt werden darf (siehe Bild 8.32 für eine einzelne Lasteinleitungsfläche und Bild 8.33 für zwei Lasteinleitungsflächen von unterschiedlicher Größe):

$$A_{c1} = a_1 \cdot b_1 \tag{8.107}$$

Dabei ist

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$a_1 = \min\{c_1; c_2\}$;

$b_1 = \min\{b_0 + (a_1 - a_0); \max\{c_1; c_2\}\}$ mit $a_1 \leq b_1$;

Die Mindesthöhe des Ausbreitungsblocks sollte $h \geq a_1$ betragen [siehe Bild 8.32c)].

Gleichung (8.105) gilt nur unter der Annahme derselben Lastausbreitung in beiden Querrichtungen (geometrische Ähnlichkeit von A_{c1} und A_{c0}).

a) Dreidimensionale Lastverteilung

b) Zweidimensionale Lastverteilung

c) Angenommenes Stabwerkmodell mit Ausbreitung/Neigung von 1/2 mit $h \leq a_1$

Bild 8.32 — Maße der Lasteinleitungsfläche und der Betonausbreitungsfläche

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$c_{2,F_1} = s + \frac{a_{0,F_1} - a_{0,F_2}}{2}$$

$$c_{2,F_2} = s + \frac{a_{0,F_2} - a_{0,F_1}}{2}$$

Bild 8.33 — Seitenlängen für Lasteinleitungsflächen unterschiedlicher Größe

Bild 8.34 — Definition von $A_{0,\mathrm{red}}$ und der Lastausmitten e

(3) Wenn es weder externe Zugkräfte noch Zwang gibt, die eine parallel zur Lastrichtung verlaufende Rissbildung auslösen können, und keine bekannten bereits bestehenden Risse in dieser Richtung vorliegen, darf die Zugbewehrung entfallen, sofern die auf die Lasteinleitungsfläche aufgebrachte Bemessungsspannung den Wert $\sigma_{\mathrm{Rd,t}}$ nicht überschreitet:

$$\sigma_{\mathrm{Rd,t}} = \frac{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}}{\gamma_{\mathrm{C}}} \cdot k_{\mathrm{part}} \tag{8.108}$$

— wenn $\max\{a_0; b_0\} \leq 3d_0$:

$$k_{\mathrm{part}} = \frac{A_{\mathrm{c1}}}{A_{\mathrm{c0}}} \cdot \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{A_{\mathrm{c0}}}{A_{\mathrm{c1}}}}} \tag{8.109a}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— wenn $\max\{a_0; b_0\} > 3d_0$:

$$k_{\text{part}} = \frac{d_1}{d_0} \cdot \frac{1}{1 - \frac{d_0}{d_1}} \tag{8.109b}$$

Dabei ist

d_0 $= \min\{a_0; b_0\}$;

d_1 die Abmessung des Ausbreitungsblocks parallel zu d_0.

Anderenfalls muss eine Zugbewehrung nach 8.5.5 vorgesehen werden.

(4) Die günstige Auswirkung von Umschnürungsbewehrung darf nach 8.1.4 berücksichtigt werden. Falls die Fläche des Kerns der Umschnürung A_{cs}, die von der Umschnürungsbewehrung begrenzt wird, mehr als doppelt so groß ist, wie die Lasteinleitungsfläche, muss die nach Gleichung (8.6) ermittelte Umschnürungsspannung um den Faktor $\sqrt{2A_{\text{c0}}/A_{\text{cs}}} \leq 1$ reduziert werden.

Die günstigen Auswirkungen von Umschnürungsbewehrung nach 8.1.4 dürfen nicht mit Gleichung (8.105) und Gleichung (8.108) überlagert werden.

(5) Bei der Bemessung einer Teilflächenbelastung dürfen genauere Verfahren, wie dreidimensionale Spannungsfelder zur Berücksichtigung der günstigen Auswirkung von Umschnürung durch Geometrie und durch Bewehrung angewendet werden.

(6) Zusätzliche Regeln für die Bemessung von Einzelfundamenten und Pfahlkopfplatten ohne Querkraftbewehrung zur Berücksichtigung einer konzentrierten Druckzone und des resultierenden reduzierten Hebelarms sind in 12.8(3) angegeben.

9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

9.1 Allgemeines

(1) Abschnitt 9 gilt für die üblichen Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit. Diese sind:

— Begrenzung der Spannungen und Begrenzung der Rissbreiten (siehe 9.2);

— Begrenzung von Durchbiegung (siehe 9.3);

— Begrenzung von Schwingungen (siehe 9.4).

(2) Bei der Berechnung von Spannungen und Durchbiegungen darf von ungerissenen Querschnitten ausgegangen werden, wenn die Zugspannung unter der charakteristischen Einwirkungskombination $f_{\text{ct,eff}}$ nicht überschreitet. Falls der Querschnitt als ungerissen angenommen wird, ist eine Berechnung der Rissbreite nicht erforderlich. Für die Berechnung der Rissbreiten und der Mitwirkung des Betons auf Zug sollte $f_{\text{ct,eff}}$ gleich f_{ctm} angesetzt werden. Bei der Berechnung der Durchbiegungen unter überwiegenden Biegespannungen, darf der Wert $f_{\text{ct,eff}}$ als f_{ctm} oder $f_{\text{ctm,fl}}$ angesetzt werden [siehe Gleichung (9.34)], sofern die Berechnung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten auf demselben Wert beruhen.

ANMERKUNG Die Rissbildung kann bei niedrigeren Werten von Zugspannungen beobachtet werden. Das wird auf ungleichmäßig verteilte Eigenspannungen infolge von Schwinddehnungen, frühen Wärmespannungen, Langzeitbelastungen und den Wirkungsbereich der Bewehrung zurückgeführt (siehe Bild 9.1).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Bei der Berechnung der Spannungen und Durchbiegungen darf für Beton ein effektiver Elastizitätsmodul $E_{c,eff}$ verwendet werden, um die Langzeitauswirkungen infolge von quasi-ständigen Einwirkungen nach Gleichung (9.1) abzuschätzen:

$$E_{c,eff} = \frac{1{,}05 \cdot E_{cm}}{1 + \varphi} \tag{9.1}$$

Falls die Druckspannungen infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination $0{,}40 f_{cm}$ überschreiten, sollte der Wert von φ das nichtlinearen Kriechen nach B.4(4) berücksichtigen.

(4) Zur Berechnung von Spannungen für die Ermittlung der Rissbreiten darf sowohl für ständige als auch für veränderliche Lasten ein Verhältnis der E-Moduln $E_s/E_{c,eff}$ gleich 15 als ein vereinfachter Ansatz angenommen werden.

9.2 Begrenzung der Rissbreiten

9.2.1 Allgemeine Betrachtungen

ANMERKUNG 1 Rissbildung ist in Stahlbetontragwerken üblich und wird entweder durch direkte Belastung oder durch behinderte Verformungen hervorgerufen.

ANMERKUNG 2 Risse im Festbeton können auch aus anderen Gründen, wie z. B. plastisches Schwinden oder treibende chemische Reaktionen auftreten. Derartige Risse können unakzeptabel groß sein. Die Vermeidung und die Begrenzung der Breite solcher Risse sind jedoch nicht Gegenstand von 9.2.

(1) Die Rissbildung muss auf ein Maß begrenzt werden, in dem sie die ordnungsgemäße Funktionalität oder Dauerhaftigkeit des Tragwerks nicht beeinträchtigt oder das Erscheinungsbild unzulässig stört.

(2) Rissbildung darf ohne Begrenzung ihrer Breite zugelassen werden, sofern die ordnungsgemäße Funktionalität des Tragwerks nicht beeinträchtigt wird. In Fällen, in denen die Rissbreite für das Erscheinungsbild unkritisch ist und die Grenzwerte der Rissbreiten nicht für die Dauerhaftigkeit relevant sind, dürfen die Nachweise nach 9.2.2, 9.2.3 und 9.2.4 entfallen und die Begrenzung der Rissbreiten durch die Festlegung der Mindestbewehrung bezüglich der Robustheit nach 12.1 als abgedeckt betrachtet werden.

ANMERKUNG Es besteht ein besonderes Risiko für größere Risse ($w_k > 0{,}4$ mm) an Stellen in Bauteilen, in denen es zu plötzlichen Spannungsänderungen kommt, beispielsweise:

— bei Querschnittsänderungen;

— in der Nähe konzentrierter Lasten;

— in Bereichen mit gestaffelter Bewehrung;

— in Bereichen mit hoher Verbundspannung, insbesondere an den Enden von Bewehrungsstößen.

(3) Wenn eine Begrenzung der Rissbreiten erforderlich ist, sollte die Mindestbewehrung nach 9.2.2 in allen Querschnitten angeordnet werden, deren Bewehrung nicht anhand von ULS-Kräften bestimmt wird und in denen die Entstehung von Zug erwartet wird. Querschnitte, deren Bewehrung anhand von ULS-Kräften bestimmt wird, sollte auf Rissbildung überprüft werden, entweder konservativ nach 9.2.3 oder nach 9.2.4.

(4) Beim Stoßen von Stäben mit großen Durchmessern ($\phi > 32$ mm), sollten besondere Maßnahmen ergriffen werden, wie die Anordnung von Querbewehrung und zusätzlicher Oberflächenbewehrung in Längsrichtung entlang der Stoßlänge. Durch das Anordnen einer ausreichenden Stegoberflächenbewehrung nach 12.11 darf ein rechnerischer Nachweis der Rissbreite entfallen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Die Maßnahmen zur Begrenzung der Rissbreiten sollten auf die Ursachen der Rissbildung abgestimmt werden, z. B. durch:

— Wählen eines geeigneten Tragwerksentwurfs;

— Vorspannen;

— Begrenzen der Bewehrungsspannungen und der Betonspannungen;

— geeignete bauliche Durchbildung;

— geeignete Auswahl der Betoneigenschaften;

— Nachbehandlung des Betons.

(6) Ein Grenzwert $w_{\mathrm{lim,cal}}$ für die rechnerische Rissbreite $w_{\mathrm{k,cal}}$ auf der Bauteiloberfläche sollte unter Berücksichtigung des geplanten Gebrauchs und der Art des Tragwerks sowie der Kosten der Rissbreitenbegrenzung festgelegt werden.

ANMERKUNG 1 Sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind, sind Grenzwerte für die Spannungen und Rissbreiten $w_{\mathrm{lim,cal}}$ enthalten in:

— Tabelle 9.1(NDP) für Anforderungen bezüglich des Erscheinungsbilds;

— Tabelle 9.2(NDP) für Anforderungen bezüglich der Dauerhaftigkeit.

ANMERKUNG 2 Siehe Anhang H für zusätzliche Bedingungen bezüglich der Wasserundurchlässigkeit.

Tabelle 9.1(NDP) — Nachweise, Grenzwerte der Spannungen und Rissbreiten für das Erscheinungsbild

Nachweis	**Berechnung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten nach 9.2.2 unter aufgebrachter Verformung**	**Maximaler Stabdurchmesser oder maximaler Stababstand nach 9.2.3 oder alternativ Nachweis der Rissbreite nach 9.2.4**	**Nachweis der Bewehrungs-spannungen, um Fließen im SLS zu verhindern**
Einwirkungs-kombinationen zur Berechnung von σ_{s}	Risskräfte nach 9.2.2	Quasi-ständige Einwirkungskombination	Charakteristische Einwirkungs-kombination
Grenzwert der Rissbreite $w_{\mathrm{lim,cal}}$ oder der Spannung σ_{s}	$\sigma_{\mathrm{s}} \leq f_{\mathrm{yk}}$ oder $\sigma_{\mathrm{s}} \leq \sigma_{\mathrm{s,lim}}$[a]	$w_{\mathrm{lim,cal}} = 0{,}4$ mm $\sigma_{\mathrm{s}} \leq f_{\mathrm{yk}}$ oder $\sigma_{\mathrm{s}} \leq \sigma_{\mathrm{s,lim}}$[a]	$\sigma_{\mathrm{s}} \leq 0{,}8 f_{\mathrm{yk}}$ $\sigma_{\mathrm{p}} \leq 0{,}8 f_{\mathrm{pk}}$
ANMERKUNG $w_{\mathrm{lim,cal}} = 0{,}4$ mm gilt, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.			
[a] Zur Einhaltung der Rissbreitengrenzwerte kann ein geringerer Wert $\sigma_{\mathrm{s}} < f_{\mathrm{yk}}$ entsprechend der maximalen Stabgröße erforderlich sein (siehe Gleichung (9.5)).			

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 9.2(NDP) — Nachweise, Grenzwerte der Spannungen und Rissbreiten für die Dauerhaftigkeit

Expositions-klasse	Bewehrte Bauteile; vorgespannte Bauteile mit Spanngliedern ohne Verbund und mit Spanngliedern im Verbund mit den Schutzgraden 2 und 3 nach 5.4.1(3)		Vorgespannte Bauteile mit Spanngliedern im Verbund mit Schutzgrad 1 nach 5.4.1(3) und Spannbetonbauteile im sofortigen Verbund		
	Einwirkungskombination		Einwirkungskombination		
	quasi-ständig	charakteristisch	quasi-ständig	häufig	charakteristisch
X0, XC1	—	—	—	$w_{\mathrm{lim,cal}} = 0{,}2\ \mathrm{mm} \cdot k_{\mathrm{surf}}$	—
XC2, XC3, XC4	$w_{\mathrm{lim,cal}} = 0{,}3\ \mathrm{mm} \cdot k_{\mathrm{surf}}$		Dekom-pression[b]	$w_{\mathrm{lim,cal}} = 0{,}2\ \mathrm{mm} \cdot k_{\mathrm{surf}}$	
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		$\sigma_c \leq 0{,}6 f_{ck}$[a,c]	—	Dekompression[b]	$\sigma_c \leq 0{,}6 f_{ck}$[a,c]
XF1, XF3 XF2, XF4	—				

ANMERKUNG 1 Die festgelegten Werte von $w_{\mathrm{lim,cal}}$ gelten, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

ANMERKUNG 2 Der Faktor k_{surf} berücksichtigt die Differenz zwischen einer vergrößerten Rissbreite an der Bauteiloberfläche und der erforderlichen mittleren Rissbreite in Übereinstimmung mit der Leistung der Mindestbetondeckung bezüglich der Dauerhaftigkeit:

$1{,}0 \leq k_{\mathrm{surf}} = c_{\mathrm{act}}/(10\ \mathrm{mm} + c_{\mathrm{min,dur}}) \leq 1{,}5.$

c_{act} ist eine festgelegte tatsächliche Betondeckung $\geq c_{\mathrm{nom}}$ aus Gründen der baulichen Durchbildung oder der Bauausführung.

[a] Für Spannungen unter Lagern, bei Teilflächenbelastung und unter Köpfen von Kopfstäben ist keine Begrenzung der Gebrauchstauglichkeitsbedingungen notwendig.

[b] Der Nachweis der Dekompressionsgrenze verlangt, dass alle Teile der Spannglieder im Verbund oder des Hüllrohrs mindestens 25 mm tief im überdrückten Beton liegen.

[c] Die Druckspannung σ_c darf auf $0{,}66 f_{ck}$ erhöht werden, wenn die Betondeckung um 10 mm vergrößert oder eine Umschnürung durch Querbewehrung vorgesehen wird.

(7) Die Bewehrung sollte hinsichtlich der Rissbreitenbegrenzung nur innerhalb einer bestimmten Betonfläche um die Bewehrungsstäbe als wirksam berücksichtigt werden. Diese Fläche $A_{\mathrm{c,eff}}$ wird als der Wirkungsbereich der Bewehrung bezeichnet.

ANMERKUNG Der Wirkungsbereich der Bewehrung ist auch der Bereich des Betons, der bis zum Erreichen des Zugwiderstandes des Betons auf Zug beansprucht werden muss, um einen neuen Riss zu erzeugen, und beeinflusst daher den Rissabstand.

(8) Der Wirkungsbereich der Bewehrung sollte nach Bild 9.1 angenommen werden. Die Breite der wirksamen Fläche um einen Stab sollte nicht größer als 10ϕ angenommen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Stabgruppe

b) Einzelstäbe

c) Kreisförmiger Querschnitt

d) Stabgruppe, entlang des Umfangs verteilt

e) Stabgruppe

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

f) Einzelstäbe

Legende

Für eine einzelne Lage von Stäben: $h_{\mathrm{c,eff}} = \min\{r_{\mathrm{y}}+5\phi;10\phi;3{,}5r_{\mathrm{y}}\} \leq |h-x|$

Für n Lagen von Stäben mit Abständen s_{y}: $h_{\mathrm{c,eff}} = \min\{r_{\mathrm{y}}+5\phi;10\phi;3{,}5r_{\mathrm{y}}\} + s_{\mathrm{y}} \leq |h-x|$

$h_{\mathrm{c,eff}} = \min\{r_{\mathrm{y}}+5\phi;10\phi;3{,}5r_{\mathrm{y}}\}$

Bild 9.1 — Wirkungsbereich der Bewehrung – biegebeanspruchte Bauteile mit oder ohne Normalkraft [a) bis c)] und zugbeanspruchte Bauteile mit oder ohne Biegung [d) bis f)]

9.2.2 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten

(1) Die Rissbreitenwerte und Einwirkungskombination nach Tabelle 9.1(NDP) und Tabelle 9.2(NDP) sind geeignet.

(2) Die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten muss grundsätzlich so berechnet werden, dass die mit einer Sollspannung $\sigma_{\mathrm{s,lim}}$ beanspruchte Bewehrung das Rissmoment des Querschnitts zusammen mit der maßgebenden Normalkraft N_{Ed} aufnehmen sollte.

(3) Sofern nicht eine genauere Berechnung zeigt, dass geringere Bewehrungsflächen ausreichen, darf die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite wie folgt berechnet werden. Bei gegliederten Querschnitten, wie Hohlkästen und Plattenbalken, sollte die Mindestbewehrung für jeden Teilquerschnitt (Gurte und Stege) einzeln bestimmt werden. Die im betrachteten Teilquerschnitt erforderliche Bewehrung darf, soweit zutreffend, nach Gleichung (9.2), Gleichung (9.3) oder Gleichung (9.4) bestimmt werden.

(i) Für reine Biegung:

$$A_{\mathrm{s,min,w1}} = \frac{0{,}8\dfrac{h-h_{\mathrm{c,eff}}}{h} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c,eff}}}{\sigma_{\mathrm{s,lim}}} \geq \frac{0{,}2 k_{\mathrm{h}} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c}}}{f_{\mathrm{yk}}} \qquad (9.2)$$

$$A_{\mathrm{s,min,w2}} = 0$$

(ii) Für reinen Zug:

$$A_{\mathrm{s,min,w1}} = A_{\mathrm{s,min,w2}} = \frac{f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c,eff}}}{\sigma_{\mathrm{s,lim}}} \geq \frac{0{,}5 k_{\mathrm{h}} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c}}}{f_{\mathrm{yk}}} \qquad (9.3)$$

(iii) Für eine Kombination von Biegung und Normalkraft:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$A_{\mathrm{s,min,w1}} = \frac{0{,}3N_{\mathrm{Ed}} + 0{,}8\dfrac{h - h_{\mathrm{c,eff}}}{h} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c,eff}}}{\sigma_{\mathrm{s,lim}}} \begin{cases} \geq \dfrac{0{,}3N_{\mathrm{Ed}} + 0{,}2k_{\mathrm{h}} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c}}}{f_{\mathrm{yk}}} \\ \geq 0 \\ \leq max\left\{\dfrac{f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c,eff}}}{\sigma_{\mathrm{s,lim}}}; \dfrac{0{,}5k_{\mathrm{h}} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c}}}{f_{\mathrm{yk}}}\right\} \end{cases} \tag{9.4}$$

$$A_{\mathrm{s,min,w2}} = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\sigma_{\mathrm{s,lim}}} - A_{\mathrm{s,min,w1}} \begin{cases} \leq A_{\mathrm{s,min,w1}} \\ \geq 0 \end{cases}$$

Dabei ist

A_{c} die Fläche des betrachteten Teilquerschnitts;

$A_{\mathrm{s,min,w1}}$ die Mindestfläche des Betonstahls, anzuordnen an der am stärksten zugbeanspruchten Seite des betrachteten Teilquerschnitts in Bezug auf die Begrenzung der Rissbildung;

$A_{\mathrm{s,min,w2}}$ die Mindestfläche des Betonstahls, anzuordnen an der am geringsten zugbeanspruchten Seite des betrachteten Teilquerschnitts in Bezug auf die Begrenzung der Rissbildung;

N_{Ed} der Bemessungswert der Normalkraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, die auf den betrachteten Teilquerschnitt einwirkt (Zugkraft positiv). Zur Bestimmung von N_{Ed} sollten die charakteristischen Werte der Vorspannung und der Normalkräfte unter der maßgebenden Einwirkungskombination berücksichtigt werden;

$\sigma_{\mathrm{s,lim}}$ die zulässige Höchstspannung in der Bewehrung unmittelbar nach Rissbildung. $\sigma_{\mathrm{s,lim}}$ darf als die Fließspannung oder eine niedrigere Spannung nach Gleichung (9.5) angesetzt werden, wenn das zur Begrenzung der Rissbreite notwendig ist. In Ermangelung anderer Verfahren, darf für gerippten und profilierten Betonstahl $\sigma_{\mathrm{s,lim}}$ angesetzt werden mit:

$$\sigma_{\mathrm{s,lim}} \leq \frac{2{,}4 f_{\mathrm{ct,eff}}}{\left(h - h_{\mathrm{c,eff}}\right)} \cdot \frac{h}{\phi} \left(-c + \sqrt{c^2 + 1{,}5 \frac{\left(1 - \dfrac{h_{\mathrm{c,eff}}}{h}\right) \cdot E_{\mathrm{s}} \cdot w_{\mathrm{lim,cal}} \cdot \phi}{k_{\mathrm{w}} \cdot k_{\frac{1}{r},\mathrm{simpl}} \cdot f_{\mathrm{ct,eff}}}} \right) \tag{9.5}$$

$$k_{\frac{1}{r},\mathrm{simpl}} = \begin{cases} 1{,}00 \text{ für reinen Zug} \\ \left(1{,}2\dfrac{h}{d} - 0{,}1\right) \text{ für andere Situationen} \end{cases}$$

k_{w} ein Faktor zur Umrechnung der mittleren Rissbreite in eine rechnerische Rissbreite, siehe 9.2.4(2);

$f_{\mathrm{ct,eff}}$ der Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons, die zu dem Zeitpunkt wirksam ist, zu dem die erste Rissbildung erwartet werden kann: $f_{\mathrm{ct,eff}} = f_{\mathrm{ctm}}$ für $t \geq t_{\mathrm{ref}}$ oder $f_{\mathrm{ct,eff}} = f_{\mathrm{ctm}}(t)$, wenn die Rissbildung bei $t < t_{\mathrm{ref}}$ erwartet wird (siehe Anhang D);

ANMERKUNG Weitere Angaben sind in Anhang D enthalten.

k_{h} ein Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung von ungleichmäßig verteilten Eigenspannungen, die zum Abbau der Rissschnittgröße führen, der angesetzt werden darf als:

$$k_{\mathrm{h}} = 0{,}8 - 0{,}6(\min\{b;h\} - 0{,}3) \begin{cases} \leq 0{,}8 \\ \geq 0{,}5 \end{cases} \tag{9.6}$$

Dabei sind h und b [m] die Maße des betrachteten Teilquerschnitts.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Für einen Querschnitt mit n_1 Stäben mit einem Durchmesser ϕ_1 und n_2 Stäben mit einem Durchmesser ϕ_2, sollte ein äquivalenter Stabdurchmesser ϕ_{eq} mit Gleichung (9.7) statt ϕ verwendet werden:

$$\phi_{\text{eq}} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2} \tag{9.7}$$

(5) Spannglieder im Verbund in der Zugzone dürfen innerhalb eines Abstands ≤ 150 mm zur Mitte des Spannglieds zur Begrenzung der Rissbreite beitragen. Dies darf durch Abzug des Ausdrucks $\xi_1 A_{\text{p}} \Delta\sigma_{\text{p}}/\sigma_{\text{s,lim}}$ von der Fläche der Mindestbewehrung berücksichtigt werden, bezogen auf die zugbeanspruchte Seite, an der die Vorspannung aufgebracht wird.

Dabei ist

A_{p} die Fläche von Spanngliedern im sofortigen Verbund oder Spanngliedern im nachträglichen Verbund innerhalb der Zugzone;

ξ_1 das gewichtete Verhältnis der Verbundfestigkeit von Spannstahl und Betonstahl unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Durchmesser nach Gleichung (9.8):

$$\xi_1 = \xi \frac{\phi}{\phi_{\text{p}}} \tag{9.8}$$

Dabei ist

ξ das Verhältnis der Verbundfestigkeit von Spannstahl zu der von Betonstahl nach 10.3(1), Tabelle 10.1;

ϕ der Durchmesser des Betonstahlstabs;

ϕ_{p} der Durchmesser des Spannglieds nach 10.3(1). Wenn nur Spannstahl zur Begrenzung der Rissbildung verwendet wird, gilt $\xi_1 = \xi$;

$\Delta\sigma_{\text{p}}$ die Spannungsänderung in den Spanngliedern bezogen auf den Zustand des ungedehnten Betons in gleicher Höhe.

(6) Bei Balken mit einer Unterzughöhe von mehr als 600 mm, bei denen die Hauptzugbewehrung an der am stärksten zugbeanspruchten Faser konzentriert ist, sollte eine zusätzliche Längsbewehrung nach Gleichung (9.9) in einem Abstand von nicht mehr als 300 mm vorgesehen werden, um die Rissbildung an den Seitenflächen des Balkens zu begrenzen. Diese Bewehrung sollte gleichmäßig über die Höhe zwischen der Bewehrungslage, die am nächsten zur Nulllinie liegt, und der Nulllinie verteilt sein.

$$A_{\text{s,web}} = 0{,}2 \frac{f_{\text{ct,eff}}}{f_{\text{yk}}} b_w (d - x - a_1) \tag{9.9}$$

Dabei ist

$A_{\text{s,web}}$ die zur Begrenzung der Rissbildung erforderliche Längsbewehrung, verteilt über die beiden Oberflächen des Stegs in einer Höhe, die durch die Nulllinie und $(d - a_1)$ in einem Abstand von nicht mehr als 300 mm begrenzt wird;

a_1 gleich 150 mm.

(7) Bei vorgespannten Bauteilen ist keine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in den Querschnitten erforderlich, in denen unter der charakteristischen Einwirkungskombination und der charakteristischen Vorspannung, die Betonzugspannung kleiner als $f_{\text{ct,eff}}$ ist.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

9.2.3 Vereinfachte Begrenzung der Rissbreiten

ANMERKUNG 9.2.3 ist eine Vereinfachung von 9.2.4. Für den Wirkungsbereich der Bewehrung wird ein konservativer Wert angenommen, und die Auswirkungen der Mitwirkung des Betons auf Zug werden als 10 %ige Reduzierung der Stahlspannung geschätzt, die unter Berücksichtigung eines vollständig gerissenen Querschnitts ermittelt wurde.

(1) Den Regeln nach 9.2.4 darf durch Begrenzung entweder des Stabdurchmessers ϕ nach Gleichung (9.10) oder des Stababstands s_l nach Gleichung (9.11) entsprochen werden.

$$\phi \leq \frac{2{,}1 \cdot \rho_p}{\frac{r}{d} \cdot k_{fl,simpl} \cdot k_{b,simpl}} \left(\frac{w_{lim,cal}}{k_w \cdot k_{\frac{1}{r},simpl} \cdot 0{,}9 \frac{\sigma_s}{E_s}} - 1{,}5 \cdot c \right) \tag{9.10}$$

Dabei ist

$$k_{fl,simpl} = \begin{cases} \left(1 - 3{,}5 \frac{a_y}{h}\right) & \text{wenn eine Seite druckbeansprucht ist} \\ 1{,}00 & \text{wenn beide Seiten zugbeansprucht sind} \end{cases}$$

$$k_{1/r,simpl} = 25 \left(\frac{h}{d} - 1\right) \cdot \rho_p + 1{,}15 \cdot \frac{h}{d} - 0{,}15$$

$$k_{b,simpl} = \begin{cases} 0{,}9 & \text{unter guten Verbundbedingungen} \\ 1{,}2 & \text{unter mäßigen Verbundbedingungen} \end{cases}$$

$$s_l \leq \frac{3{,}45 \cdot \rho_p}{\frac{r^2}{d} \cdot k_{fl,simpl}^2 \cdot k_{b,simpl}^2} \left(\frac{w_{lim,cal}}{k_w \cdot k_{1/r,simpl} \cdot 0{,}9 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}} - 1{,}5 \cdot c \right)^2 \tag{9.11}$$

Dabei ist

$\rho_p = \frac{(A_s + \xi_1 A_p)}{b \cdot d}$ der Bewehrungsgrad entsprechend der betrachteten zugbeanspruchten Seite. Bei Betrachtung der am geringsten zugbeanspruchten Seite eines Bauteils mit beiden Seiten unter Zug, darf $k_{1/r,simpl}$ konservativ gleich 1,0 gesetzt werden;

r der Abstand von der Betonoberfläche zum Mittelpunkt der ersten Lage der Stäbe;

s_l der Stababstand;

σ_s die zulässige Spannung in der Bewehrung, die der am stärksten zugbeanspruchten Betonoberfläche nach Bildung aller Risse am nächsten liegt. σ_s darf als die rechnerische Lastspannung, oder mit der niedrigeren Spannung $\sigma_{s,lim}$ nach Gleichung (9.5) angenommen werden;

k_w ein Faktor zur Umrechnung der mittleren Rissbreite in eine rechnerische Rissbreite, siehe 9.2.4(2).

(2) Es darf davon ausgegangen werden, dass die Rissbildung infolge von Querkraft und Torsion begrenzt ist, wenn die Regeln für die bauliche Durchbildung nach 12.2.2, 12.2.3 und 12.3.2 eingehalten werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

9.2.4 Genauere Begrenzung der Rissbreiten

(1) Die rechnerische Rissbreite $w_{\mathrm{k,cal}}$ nach 9.2.4 sollte nur als ein Nennwert für die Rissbreite auf der Bauteiloberfläche zum Vergleich mit $w_{\mathrm{lim,cal}}$ angesehen werden und nicht als tatsächlich vor Ort gemessene Werte.

(2) Die rechnerische Oberflächenrissbreite $w_{\mathrm{k,cal}}$ darf nach Gleichung (9.12) bestimmt werden:

$$w_{\mathrm{k,cal}} = k_{\mathrm{w}} \cdot s_{\mathrm{rm,cal}}(\varepsilon_{\mathrm{sm}} - \varepsilon_{\mathrm{cm}}) \tag{9.12}$$

Dabei ist

k_{w} ein Faktor zur Umrechnung der mittleren Rissbreite in eine rechnerische Rissbreite;

ANMERKUNG Der Wert von k_{w} beträgt 1,7, sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein abweichender Wert angegeben ist.

$s_{\mathrm{r,m,cal}}$ der rechnerische mittlere Rissabstand nach abgeschlossener Rissbildung oder, sofern sich nicht alle Risse gebildet haben, die maximale Länge, entlang welcher ein Schlupf zwischen dem Beton und dem Stahl in der Nähe eines Risses auftritt;

$\varepsilon_{\mathrm{sm}}$ die mittlere Dehnung in der Bewehrung am nächsten zur am stärksten zugbeanspruchten Betonoberfläche unter der maßgebenden Einwirkungskombination, einschließlich der Auswirkung behinderter Verformungen und unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug. Es wird nur die zusätzliche, über die Nulldehnung hinausgehende und in gleicher Höhe auftretende Betonzugdehnung berücksichtigt;

$\varepsilon_{\mathrm{cm}}$ die mittlere Dehnung im Beton zwischen den Rissen in gleicher Höhe von $\varepsilon_{\mathrm{sm}}$.

(3) Bei Bauteilen, die durch direkte Lasten (abgeschlossene Rissbildung) oder durch Zwang (Rissbildungsphase) beansprucht werden, bei dem die Behinderung der Verformungen an den Bauteilenden überwiegt (siehe (4) und Bild 9.3), darf $\varepsilon_{\mathrm{sm}} - \varepsilon_{\mathrm{cm}}$ nach Gleichung (9.13) berechnet werden:

$$\varepsilon_{\mathrm{sm}} - \varepsilon_{\mathrm{cm}} = k_{1/\mathrm{r}} \frac{\sigma_{\mathrm{s}} - k_{\mathrm{t}} \frac{f_{\mathrm{ct,eff}}}{\rho_{\mathrm{p,eff}}}\left(1 + \alpha_{\mathrm{e}}\rho_{\mathrm{p,eff}}\right)}{E_{\mathrm{s}}} \geq 0{,}6\frac{\sigma_{\mathrm{s}}}{E_{\mathrm{s}}} \tag{9.13}$$

Dabei ist

σ_{s} die Spannung in der Zugbewehrung, die am nächsten zur zugbeanspruchten Betonoberfläche liegt, bei Annahme eines gerissenen Querschnitts. Bei Bauteilen mit Spanngliedern im Verbund darf σ_{s} durch $\Delta\sigma_{\mathrm{p}}$, d. h. die Spannungsänderung in den Spanngliedern, die auf den Zustand des ungedehnten Betons in gleicher Höhe bezogen ist, ersetzt werden;

α_{e} das Verhältnis $E_{\mathrm{s}}/E_{\mathrm{cm}}$;

$$\rho_{\mathrm{p,eff}} = \frac{A_s + \xi_1 A_{\mathrm{p}}}{A_{\mathrm{c,eff}}} \tag{9.14}$$

A_{p} und $A_{\mathrm{c,eff}}$ in 9.2.2(5) bzw. 9.2.1(7) definiert;

k_{t} ein Koeffizient, der von der Dauer und Art der Belastung abhängt:

$k_{\mathrm{t}} = 0{,}6$: a) für Kurzzeitbelastung; oder

b) Belastung in einem Moment; oder

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

c) Langzeit- und Rissbildungsphase; oder

d) wiederholte Belastung und Rissbildungsphase;

$k_t = 0{,}4$: e) Langzeitphase und abgeschlossene Rissbildung; oder

f) wiederholte Belastung und abgeschlossene Rissbildung.

$k_{1/r}$ ein Koeffizient zur Berücksichtigung der zunehmenden Rissbreite infolge der Krümmung, definiert nach Bild 9.2 als:

$$k_{1/r} = \frac{h - x}{h - a_{y,i} - x} \tag{9.15}$$

Bei Betrachtung der am geringsten zugbeanspruchten Seite eines Bauteils mit beiden Seiten unter Zug ist die Auswirkung der Krümmung günstig und daher:

$$k_{1/r} = \frac{|x|}{a_{y,s} + |x|} \tag{9.16}$$

Gleichung (9.13) berücksichtigt die Auswirkung von Schwinden ausdrücklich nicht. Die Auswirkungen von Schwinden sollten ausschließlich bei abgeschlossener Rissbildung, in Fällen mit kritischer Rissbegrenzung und bei geringen Bewehrungsgraden, hohen Betonfestigkeiten oder bei in frühem Alter belastetem Beton berücksichtigt werden.

Bei Bauteilen, die durch behinderte Dehnungen (Rissbildungsphase) beansprucht werden und wenn die Verformungen an den Rändern behindert sind (siehe (4) und Bild 9.3), darf ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) nach Gleichung (9.17) berechnet werden:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = R_{ax}\varepsilon_{free} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{E_{cm}} \geq 0 \tag{9.17}$$

Dabei ist

R_{ax} der Behinderungsfaktor:

$$R_{ax} = 1 - \frac{\varepsilon_{restr}}{\varepsilon_{imp}} \tag{9.18}$$

Bei dem sehr häufigen Fall eines Wandfundaments kann für R_{ax} ein vereinfachter Wert von 0,5 angenommen werden;

ε_{restr} die Dehnung, die sich in einem Bauteil mit behinderten Verformungen entwickelt;

ε_{imp} der Wert der aufgebrachten Dehnung (d. h. freies Schwinden, freie Temperaturdehnung). Das Verhältnis ε_{restr} /ε_{imp} darf mit einer linear-elastischen Berechnung abgeschätzt werden und gegebenenfalls bei einer phasenweisen Bauausführung berücksichtigt werden;

ε_{free} die aufgebrachte Dehnung, die sich nach der Bauausführungsphase entwickelt, wenn eine Behinderung aufgebracht wird (z. B. Fertigteile).

ANMERKUNG Verformungen in Bauteilen, die durch aufgebrachte Dehnungen beansprucht werden, können entlang der Ränder [siehe Bild 9.3a)] oder an den Enden [siehe Bild 9.3b)] behindert werden. In einem Bauteil, dessen Verformungen entlang der Ränder behindert sind, werden Kräfte durch die Rissbildung nur lokal verändert und die Rissbreiten sind von der aufgebrachten Dehnung abhängig. In einem Bauteil, dessen Verformungen an den Enden behindert sind, werden Kräfte durch die Rissbildung global verändert und die Rissbreiten sind von der Zugfestigkeit des Betons, nicht aber von der aufgebrachten Dehnung abhängig.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Bild 9.2 — Formelzeichen für die Definition von $k_{1/r}$ in Gleichung (9.15) und Gleichung (9.16)

(4) Wenn die Verformungen eines Bauteils sowohl an den Enden als auch an den Rändern behindert sind, darf das nach Bild 9.3c) festgelegte Kriterium angewendet werden.

a) Bauteil, dessen Verformungen an einem Rand behindert sind (z. B. fugenlose Wand) — nur der erste Riss wird dargestellt

b) Bauteil, dessen Verformungen an den Enden behindert sind (üblicherweise Zugglieder) — nur der erste Riss wird dargestellt

c) Bauteil, dessen Verformungen am Rand und an den Enden behindert sind (z. B. mehrere Wände) — nur der erste Riss wird dargestellt

Falls $z > L/2$, gilt die Beziehung für die Behinderung an den Bauteilenden [Gleichung (9.13)]
Falls $z \leq L/2$, gilt die Beziehung für die Behinderung am Bauteilrand [Gleichung (9.17)]

Legende
C Fläche, in der Kräfte von der Rissentwicklung beeinflusst werden

Bild 9.3 — Arten der Behinderung

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Der mittlere Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild $s_{\mathrm{r,m,cal}}$ darf berechnet werden als:

a) wenn der Abstand der im Verbund liegenden Bewehrung in den Zugzonen $s \leq 10\phi$ ist:

$$s_{\mathrm{r,m,cal}} = 1{,}5 \cdot c + \frac{k_{\mathrm{fl}} \cdot k_{\mathrm{b}}}{7{,}2} \cdot \frac{\phi}{\rho_{\rho,\mathrm{eff}}} \leq 1{,}3(h - x) \tag{9.19}$$

Dabei ist

— Bei einem rechteckigen Querschnitt unter reiner Biegung:

$$k_{\mathrm{fl}} = \frac{h - h_{\mathrm{c,eff}}}{h} \tag{9.20}$$

— Im Allgemeinen:

$$k_{\mathrm{fl}} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{(h - x_{\mathrm{g}} - h_{\mathrm{c,eff}})}{h - x_{\mathrm{g}}}\right) \tag{9.21}$$

x_{g} die Höhe der Nulllinie des ungerissenen Querschnitts;

$$k_{\mathrm{b}} = \begin{cases} 0{,}9 + 0{,}6\dfrac{\phi}{c_{\mathrm{v}}} \text{ für Bauteile in mäßiger Betonierposition} \\ 0{,}9 \text{ für Bauteilein guter Betonierposition n} \end{cases} \tag{9.22}$$

c_{v} die lichte senkrechte Betondeckung des Stabs bis zur Oberseite der Betonoberfläche;

c die lichte Betondeckung des Stabs. Bei Eckstäben gilt der Höchstwert der Betondeckung.

— Bei reinem Zug:

$$k_{\mathrm{fl}} = 1{,}00 \tag{9.22a}$$

b) wenn der Abstand der im Verbund liegenden Bewehrung in der Zugzone $s > 10\phi$ ist oder wenn es keine im Verbund liegende Bewehrung in der Zugzone gibt, beträgt der maximale Rissabstand:

$$s_{\mathrm{r,m,cal}} = 1{,}3 \cdot (h - x) \tag{9.23}$$

(6) Wenn in Bauteilen, die in zwei rechtwinkligen Richtungen bewehrt sind, der Winkel θ zwischen den Achsen der Hauptdruckdehnung und der Richtung der Bewehrung in x-Richtung größer als 15° ist, darf die Rissbreite nach G.5 berechnet werden.

(7) Bei der Verwendung von Stabwerk- oder Spannungsfeldmodellen, bei denen die Druckstreben oder Druckfelder entsprechend den Druckspannungstrajektorien im elastischen Zustand (gerissen oder ungerissen) ausgerichtet sind, darf Gleichung (9.12) angewendet werden, um die Rissbreiten zu bewerten, wobei die Zugbewehrung als Zugstrebe mit einer entsprechenden umgebenden wirksamen Fläche berücksichtigt wird. Die in Gleichung (9.19) zu berücksichtigende Betondeckung sollte als der Abstand von der Betonoberfläche zum Rand des nächstgelegenen Stabs angesetzt werden, auch wenn der Stab nicht Bestandteil des Stabwerk- oder Spannungsfeldmodells ist [z. B. Oberflächenbewehrung nach 9.2.2(5)].

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

9.3 Begrenzung der Durchbiegungen

9.3.1 Allgemeine Betrachtung

(1) Die Verformung eines Bauteils oder eines Tragwerks sollte weder die ordnungsgemäße Funktion noch das Erscheinungsbild des Bauteils beeinträchtigen. Geeignete Grenzwerte für die Durchbiegung sollten unter Berücksichtigung der Art des Tragwerks, des Ausbaus, leichter Trennwände und von Befestigungen sowie der Funktion des Tragwerks festgelegt werden. Alternativ darf angenommen werden, dass eine akzeptable Funktion erreicht werden kann, wenn die Anforderungen nach (2) erfüllt werden.

(2) Unter Bezugnahme auf prEN 1990:2021, A.1.7, sollten Grenzwerte für vertikale Durchbiegungen nach Bild A.1.1 für jedes Bauvorhaben festgelegt und mit dem Auftraggeber vereinbart werden. Indikative Bemessungswerte sind in prEN 1990:2021, Anhang A, angegeben.

(3) In Stahlbetonbalken oder -platten in Hochbauten dürfen Durchbiegungen indirekt durch Begrenzung der Biegeschlankheit nach 9.3.2 oder durch genaueren Nachweis entsprechend 9.3.3 begrenzt werden. Das allgemeine Verfahren nach 9.3.4 darf auf jede Art von Betontragwerk angewendet werden.

ANMERKUNG Die tatsächlichen Verformungen können von den abgeschätzten Werten abweichen (entweder nach 9.3.3 oder 9.3.4), insbesondere, wenn die Werte der einwirkenden Momente in der Nähe des Rissmomentes liegen. Die Unterschiede hängen von der Streuung der Baustoffeigenschaften, den Umgebungsbedingungen, der Lastgeschichte, den Behinderungen an den Auflagern, den Baugrundverhältnissen usw. ab.

9.3.2 Vereinfachte Begrenzung der Durchbiegung mit Biegeschlankheiten

(1) Wenn Stahlbetonbalken oder -platten im Hochbau, die überwiegend durch gleichmäßig verteilte Lasten beansprucht werden, so dimensioniert sind, dass die in Tabelle 9.3 angegebenen Biegeschlankheiten eingehalten werden, darf davon ausgegangen werden, dass auch ihre Durchbiegungen die in 9.3.1(2) angegebenen Grenzen nicht überschreiten. In derartigen Fällen darf ein genauerer Nachweis der Durchbiegungen entfallen.

Tabelle 9.3 — Begrenzung der Biegeschlankheiten l/d

	Tragwerkssystem	Erforderlicher mechanischer Bewehrungsgrad[a]								
		$\omega_r = 0{,}3$			$\omega_r = 0{,}2$			$\omega_r = 0{,}1$		
		LL/TL[b]			LL/TL[b]			LL/TL[b]		
		60 %	45 %	30 %	60 %	45 %	30 %	60 %	45 %	30 %
1	Gelenkig gelagerter Einfeldträger; gelenkig gelagerte, einachsig gespannte Einfeldplatte	15	14	13	17	16	14	24	22	21
2	Endfeld eines durchlaufenden Balkens oder einer durchlaufenden einachsig gespannten Platte	20	18	17	22	21	18	31	29	27

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

	Tragwerkssystem	Erforderlicher mechanischer Bewehrungsgrad[a]								
		$\omega_r = 0{,}3$			$\omega_r = 0{,}2$			$\omega_r = 0{,}1$		
		LL/TL[b]			LL/TL[b]			LL/TL[b]		
		60 %	**45 %**	**30 %**	**60 %**	**45 %**	**30 %**	**60 %**	**45 %**	**30 %**
3	Mittelfeld eines durchlaufenden Balkens oder einer durchlaufenden einachsig gespannten Platte	23	21	20	26	24	21	36	33	32
4	Kragträger	6	5	5	6	6	5	9	8	8

ANMERKUNG In dieser Tabelle wird der quasi-ständige Wert der Nutzlast mit $\psi_2 = 0{,}3$ angenommen. Dabei beträgt der Durchbiegungsgrenzwert für die Gesamtdurchbiegung $l/250$, wobei l die Stützweite des Balkens oder der Platte ist.

a ω_r ist der erforderliche mechanische Zugbewehrungsgrad zur Aufnahme des Moments infolge der Bemessungslasten in der Mitte der Stützweite bei durchlaufenden oder einfeldrig gelagerten Bauteilen und am Auflager von Kragträgern, siehe 9.3.3(2). Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.

b Charakteristische Werte von: LL = Verkehrslast (Nutzlast oder veränderliche Last); TL = Gesamtlast. Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.

(2) Bei einer anderen maximalen Gesamtdurchbiegung von l/a, sollten die l/d-Werte nach Tabelle 9.3 mit $k_a = 250/a$ multipliziert werden, wobei a das von 250 abweichende Durchbiegungsverhältnis ist.

(3) Die Werte nach Tabelle 9.3 dürfen auf andere Auflagerbedingungen extrapoliert werden, indem sie mit der Kubikwurzel der linear-elastischen Durchbiegung eines gelenkig gelagerten Balkens mit derselben Stützweite und linear-elastischen Durchbiegung des tatsächlichen Tragwerks multipliziert werden.

(4) Die Werte nach Tabelle 9.3 dürfen auf rechtwinklig zweiachsig gespannte Flachdeckenplatten, die auf Stützen gelagert sind, extrapoliert werden, indem sie mit dem folgenden Verhältnis multipliziert werden:

$$\sqrt[4]{\frac{1}{1+\left(\frac{l_{\min}}{l_{\max}}\right)^4}} \tag{9.24}$$

Dabei ist

$l_{\min}$ die kleinste Stützweite der Platte;

$l_{\max}$ die größte Stützweite der Platte.

Für die Anwendung von Tabelle 9.3 sollte das Schlankheitsverhältnis verwendet werden, in diesem Fall mit $l_{\max}/d$.

(5) Die Werte nach Tabelle 9.3 dürfen auf rechtwinklig zweiachsig gespannte Flachdeckenplatten, die an allen vier Seiten auf Wänden aufgelagert sind, extrapoliert werden, indem sie mit dem folgenden Verhältnis multipliziert werden:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\sqrt[4]{\frac{1}{1-0{,}65\,\frac{l_{\min}}{l_{\max}}}} \tag{9.25}$$

Für die Anwendung von Tabelle 9.3 sollte das Schlankheitsverhältnis bestimmt werden, in diesem Fall mit $l_{\min}/d$.

9.3.3 Vereinfachte Berechnung der Langzeitdurchbiegungen bei Tragwerken in Stahlbetonhochbauten

(1) Das in 9.3.3 enthaltene vereinfachte Verfahren geht von der Annahme aus, dass die Durchbiegungen für die quasi-ständigen Einwirkungskombinationen mit $\psi_2 = 0{,}3$ bestimmt werden und der Nachweis auf die Langzeitdurchbiegung ausgelegt ist. Die Rissbildung der Querschnitte und die Mitwirkung des Betons auf Zug werden auf Grundlage der charakteristischen Einwirkungskombination beurteilt.

(2) Langzeitdurchbiegungen dürfen anhand linear-elastischer Berechnung unter Verwendung von Brutto-Betonquerschnitten und unter Annahme von Langzeiteigenschaften (z. B. $E_{\mathrm{c,eff}}$) nach Gleichung (9.26) bestimmt werden.

$$\delta = \frac{1}{k_{\mathrm{I}}}\left(\frac{h}{d}\right)^3 [k_\omega \delta_{\mathrm{loads}} + k_{\mathrm{s}} \delta_{\varepsilon\mathrm{cs}}] \tag{9.26}$$

Dabei ist

δ_{loads} die für ungerissene Bedingungen bestimmte, linear-elastische Durchbiegung infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination;

$\delta_{\varepsilon\mathrm{cs}}$ die für ungerissene Bedingungen bestimmte linear-elastische Durchbiegung infolge von über den Querschnitt unterschiedlichem Schwinden, die durch Anwendung der Krümmung nach Gleichung (9.27) auf das linear-elastische Modell bestimmt wurden;

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\varepsilon_{\mathrm{cs}}} = \frac{E_{\mathrm{s}}}{E_{\mathrm{c,eff}}}\,\varepsilon_{\mathrm{cs}}\,\frac{S_{\mathrm{s}}}{I_{\mathrm{g}}} \tag{9.27}$$

Dabei ist

S_{s} das Flächenmoment ersten Grades der erforderlichen Zug- und Druckbewehrungen in Bezug auf den Schwerpunkt des Brutto-Betonquerschnitts;

I_{g} das Flächenträgheitsmoment des Bruttoquerschnitts des Betons;

k_{I} ein Anpassungskoeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung von Rissbildung, der Mitwirkung des Betons auf Zug und des Umstands, dass Kriechverformungen anteilig geringer ausfallen als die Kriechzahl in gerissenen Querschnitten. k_{I} darf nach Gleichung (9.28) abgeschätzt werden:

$$k_{\mathrm{I}} = \begin{cases} 1{,}00 \text{ wenn } \omega_{\mathrm{r}} \le \omega_{\mathrm{cr}} \\ (0{,}045 f_{\mathrm{cd}} + 1{,}80)\omega_{\mathrm{r}} - 5 \times 10^{-3} f_{\mathrm{cd}} + 0{,}7 \text{ wenn } \omega_{\mathrm{cr}} \le \omega_{\mathrm{r}} \le 0{,}5 \\ 0{,}022 f_{\mathrm{cd}} + 1{,}6 \text{ wenn } \omega_{\mathrm{r}} > 0{,}5 \end{cases} \tag{9.28}$$

mit

$$\omega_{\mathrm{cr}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{1{,}05}{3}\frac{f_{\mathrm{ctm}}}{f_{\mathrm{cd}}}\left(\gamma_{\mathrm{G}} + (\gamma_{\mathrm{Q}} - \gamma_{\mathrm{G}})\frac{LL}{TL}\right)\left(\frac{h}{d}\right)^2} \tag{9.29}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

ω_r der erforderliche mechanische Zugbewehrungsgrad bezogen auf $(b \cdot d)$ zur Aufnahme des Moments infolge der Bemessungslasten in der Mitte der Stützweite bei durchlaufenden oder einfeldrig gelagerten Bauteilen und am Auflager von Kragträgern;

ω_{cr} der mechanische Bewehrungsgrad, unterhalb dessen nicht erwartet wird, dass das Tragwerk unter der charakteristischen Einwirkungskombination reißt;

k_s ein Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung von Rissbildung auf die Schwinddurchbiegung. k_s darf nach Gleichung (9.30) geschätzt werden:

$$k_s = \begin{cases} 1{,}00 \text{ wenn } \omega_r \leq \omega_{cr} \\ 455\rho_l^2 - 35\rho_l + 1{,}6 \text{ wenn } \omega_r > \omega_{cr} \end{cases} \tag{9.30}$$

k_ω ein Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung von höheren Bewehrungsgehalten, als nach der Bemessung erforderlich, auf die Durchbiegung. Dieser darf angesetzt werden als:

$$k_\omega = \left(\frac{\omega_r}{\omega_{prov}}\right)^{0,7} \tag{9.31}$$

Dabei ist ω_{prov} der tatsächlich erforderliche mechanische Zugbewehrungsgrad.

9.3.4 Allgemeines Verfahren für Durchbiegungsberechnungen

(1) Für eine genauere Begrenzung der Durchbiegung sollten die Verformungen unter Belastungen berechnet werden, die dem Nachweiszweck entsprechen, siehe prEN 1990.

(2) Bauteile, bei denen nicht erwartet wird, dass ihre Beanspruchung die Betonzugfestigkeit an beliebiger Stelle überschreiten wird, dürfen als ungerissen betrachtet werden. Die Bewertung sollte Zugspannungen infolge von behinderten Wärmedehnungen in frühem Betonalter und von Langzeitschwinddehnungen berücksichtigen.

(3) Bauteile, von denen erwartet wird, dass sie bereichsweise reißen, sollten unter der Annahme ungerissener und vollständig gerissener Bereiche berechnet werden. Bei vorwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen darf Gleichung (9.32) verwendet werden:

$$\alpha_\delta = (1 - \zeta)\alpha_I + \zeta\alpha_{II} \tag{9.32}$$

Dabei ist

α_δ der untersuchte Verformungsparameter, der beispielsweise eine Dehnung, eine Krümmung oder eine Rotation sein kann (als Vereinfachung darf α_δ auch als eine Durchbiegung angesetzt werden), siehe (9);

α_I, α_{II} die Werte des berechneten Verformungsparameters für ungerissene bzw. vollständig gerissene Bereiche;

ζ ein Verteilungsbeiwert (berücksichtigt die Mitwirkung des Betons auf Zug an einem Querschnitt), der Gleichung (9.33) entnommen werden darf:

$$\zeta = 1 - \beta_t \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \geq 0 \tag{9.33}$$

$\zeta = 0$ für ungerissene Querschnitte;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

β_t ein Koeffizient, der den Einfluss der Lasteinwirkungsdauer und der Lastwiederholung auf die mittlere Dehnung berücksichtigt; er darf angesetzt werden mit:

$\beta_t = 1{,}0$ bei einzelner Kurzzeitbelastung;

$\beta_t = 0{,}5$ bei Dauerlasten oder bei vielen Zyklen sich wiederholender Belastungen;

σ_s die höchste Spannung, die infolge des in der Zugbewehrung berechneten Moments auftritt, berechnet auf Grundlage eines gerissenen Querschnitts;

σ_{sr} die Spannung in der Zugbewehrung, berechnet auf Grundlage eines gerissenen Querschnitts unter Lastbedingungen, die zur Erstrissbildung führen.

(4) Bei der Berechnung der Durchbiegungen unter vorwiegenden Biegespannungen darf der Wert $f_{ct,eff}$ mit $f_{ctm,fl}$ angenommen werden (siehe Gleichung (9.34) mit h [mm]), sofern die Berechnung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten auf demselben Wert beruht.

$$f_{ctm,fl} = \max\left\{\left(1{,}6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ctm};\ f_{ctm}\right\} \tag{9.34}$$

(5) Für Lasten mit kriecherzeugender Einwirkungsdauer darf die Gesamtverformung unter Berücksichtigung des Kriechens mittels eines effektiven Elastizitätsmoduls für Beton nach Gleichung (9.1) berechnet werden.

(6) Krümmungen infolge von Schwinden dürfen mit Gleichung (9.27) beurteilt werden. In diesem Fall sollten S und I sowohl für den ungerissenen als auch für den vollständig gerissenen Zustand berechnet werden; wobei die Endkrümmung unter Verwendung von Gleichung (9.32) bewertet und die Durchbiegung infolge von Schwinden durch Doppelintegration der Krümmung bestimmt wird.

(7) Für eine genaue Berechnung der Durchbiegungen mit dem Verfahren nach (3) sollten die Krümmungen an einer Vielzahl von Schnitten entlang des Bauteils berechnet und dann die Durchbiegung durch numerische Integration berechnet werden. In den meisten Fällen darf die Durchbiegung zum einen unter der Annahme eines vollständig ungerissenen Bauteils und zum zweiten unter der Annahme eines vollständig gerissenen Bauteils berechnet und danach unter Verwendung der Gleichung (9.32) interpoliert werden.

9.4 Schwingungen

(1) Es sollten Maßnahmen ergriffen werden, um Schwingungen zu vermeiden, welche bei Personen körperliches Unbehagen hervorrufen oder die Funktionsfähigkeit des Tragwerks einschränken.

(2) Schwingungsnachweise von Betontragwerken sollten, soweit relevant, entsprechend den folgenden Angaben in prEN 1990:2020, A1.7.3, A.2 und prEN 1991-1-4, Anhang E, berücksichtigt werden.

(3) Wenn keine genaueren Verfahren verwendet werden, darf für die Schwingungsnachweise von Betontragwerken, die effektive Dämpfung ξ_v als die Summe der effektiven Tragwerksdämpfung ($\xi_{v,st}$), der effektiven Dämpfung aufgrund von Möbeln ($\xi_{v,furn}$) und der effektiven Dämpfung aufgrund von Decken- und Bodenbelägen ($\xi_{v,fin}$) angesetzt werden. Tabelle 9.4 enthält Werte für die drei effektiven Dämpfungskomponenten.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 9.4 — Empfohlene Werte für effektive Dämpfungskomponenten

Tragwerksdämpfung ($\xi_{v,st}$) allgemein		
1	Stahlbeton	2 %
2	Spannbeton	1 %
Dämpfung aufgrund von Möbeln ($\xi_{v,furn}$) in Gebäuden		
3	Übliches Büro für 1 bis 3 Personen mit Trennwänden	2 %
4	Büro mit Computer-Arbeitsplätzen sowie einigen Bücherregalen und Schränken	0 %
5	Großraumbüro	1 %
6	Bibliothek	1 %
7	Wohnhaus	1 %
8	Schule	0 %
9	Sporthalle	0 %
Dämpfung aufgrund von Decken- und Bodenbelägen ($\xi_{v,fin}$) in Gebäuden		
10	Abgehängte Decke	1 %
11	„Schwimmender“ Fußboden (z. B. Laminat)	0 %
12	Schwimmender Fußbodenestrich	1 %

10 Nachweis gegen Ermüdung

10.1 Allgemeines

(1) Für Tragwerke und tragende Bauteile, die wiederholten Last- oder Verformungszyklen unterworfen sind, muss nachgewiesen werden, dass sie den erwarteten zyklischen Einwirkungen während der erforderlichen geplanten Nutzungsdauer widerstehen.

(2) Ein Ermüdungsnachweis darf im Allgemeinen bei den folgenden Tragwerken und tragenden Bauteilen entfallen:

a) übliche Gebäude des Hochbaus, die nicht mit einer Gesamtanzahl wesentlicher Lastzyklen $\leq 2 \cdot 10^4$ beansprucht werden;

b) bei Betonstahlstäben, wenn die Stahlspannung unter der ermüdungswirksamen Lastkombination nach 10.2(1) auf 200 MPa in ungeschweißten bzw. auf 40 MPa in geschweißten Betonstahlstäben begrenzt ist;

c) Fußgängerbrücken, mit Ausnahme der tragenden Bauteile mit windinduzierten Schwingungen;

d) erdüberdeckte Bogen- und Rahmentragwerke mit einer Mindesterdüberdeckung von 1,00 m bei Straßenbrücken bzw. 1,50 m bei Eisenbahnbrücken;

e) Brückengründungen;

f) Pfeiler und Stützen, die nicht fest mit Überbauten verbunden sind;

g) Stützwände von Schüttungen (oder Dämmen) für Straßen und Eisenbahn;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

h) Widerlager von Straßen- und Eisenbahnbrücken, die nicht starr mit Überbauten verbunden sind, mit Ausnahme von Fahrbahnplatten von Widerlagern;

i) Spann- und Betonstahl in Bereichen, in denen unter der häufigen Einwirkungskombination und P_k nur Druckspannungen an den äußersten Betonfasern vorkommen;

j) externe Spannglieder ohne Verbund, die innerhalb der Betonquerschnittshöhe liegen.

(3) Dieser Nachweis muss für Bewehrung und Beton getrennt geführt werden, mit:

— vereinfachten Verfahren nach 10.4 bis 10.7; oder

— genauerem Verfahren unter Verwendung schadensäquivalenter Spannungen nach E.4; oder

— genauem Verfahren unter Anwendung der *Palmgren-Miner*-Regel nach E.5.

10.2 Einwirkungskombination

(1) Die zyklische ermüdungswirksame Einwirkung muss mit anderen Einwirkungen nach prEN 1990 kombiniert werden:

$$\sum F_d = \sum_i G_{\mathrm{k,i}} + \sum_j \psi_{2,\mathrm{j}}\, Q_{\mathrm{k,j}} + (P_k) + Q_{\mathrm{fat}} \tag{10.1}$$

ANMERKUNG $Q_{\mathrm{k,i}}$ sind nichtzyklische, vorübergehende Einwirkungen. Diese sollten die Temperatur $Q_{\mathrm{k,temp}}$ einschließen, um zu bestimmen, ob gerissene oder ungerissene Querschnitte berücksichtigt werden sollten. Q_{fat} ist die maßgebende Ermüdungslast (z. B. Verkehrslast oder andere zyklische Belastung), wie in prEN 1991 definiert.

(2) Für den Nachweis nach 10.4 bis 10.6, sollte Q_{fat} als die häufige Ermüdungslast nach prEN 1991 angesetzt werden. Für Straßenbrücken sollte Q_{fat} als die häufige Ermüdungslast nach Lastmodell 1 nach prEN 1991-2 angesetzt werden. Für Eisenbahnbrücken sollte Q_{fat} als die häufige Ermüdungslast nach Lastmodell 71 nach prEN 1991-2 angesetzt werden.

10.3 Schnittkräfte und Spannungen beim Ermüdungsnachweis

(1) Bei der Bestimmung der Kräfte und Spannungen der Bewehrung muss die Zugfestigkeit des Betons vernachlässigt werden und es muss eine lineare-Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton unter Druck verwendet werden, welche die Dehnungsverträglichkeit der beiden Baustoffe erfüllt.

(2) Die Auswirkung des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Spannstahl und Betonstahl muss berücksichtigt werden. Das darf durch Berechnung der Stahlspannungsschwingbreite mit einer äquivalenten Bewehrungsfläche für Spannglieder im sofortigen Verbund, unter Berücksichtigung des Verhältnisses ξ der Verbundspannungen ξ erfolgen.

$$A_{\mathrm{e}} = A_{\mathrm{p}} \sqrt{\xi \frac{\phi}{\phi_{\mathrm{p}}}} \tag{10.2}$$

Dabei ist

A_{e} die äquivalente Bewehrungsfläche;

A_{p} die Fläche des Spanngliedes oder der Spannglieder;

ϕ der größte Durchmesser des Betonstahls;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ϕ_p der Durchmesser oder der äquivalente Durchmesser $\phi_{p,eq}$ des Spannstahls:

$\phi_{p,eq} = 1{,}60\sqrt{A_p}$ für Bündel;

$\phi_{p,eq} = 1{,}75\phi_{wire}$ für einzelne Litzen mit 7 Drähten;

Dabei ist ϕ_{wire} der Drahtdurchmesser;

$\phi_{p,eq} = 1{,}20\phi_{wire}$ für einzelne Litzen mit 3 Drähten;

ξ das Verhältnis der Verbundfestigkeiten zwischen Spanngliedern im Verbund sowie geripptem oder profiliertem Betonstahl in Beton. Sofern keine genaueren Daten verfügbar sind, dürfen die Werte nach Tabelle 10.1 verwendet werden.

Tabelle 10.1 — Verhältnis ξ der Verbundfestigkeiten ξ zwischen Spanngliedern und Betonstahl

Spannstahl	Verhältnis der Verbundfestigkeit ξ		
	sofortiger Verbund	nachträglicher Verbund	
		$f_{ck} \leq 50$ MPa	$f_{ck} \geq 70$ MPa
glatte Stäbe und Drähte	nicht anwendbar	0,30	0,15
Litzen	0,60	0,50	0,25
profilierte Drähte	0,70	0,60	0,30
gerippte Stäbe	0,80	0,70	0,35
ANMERKUNG Zwischenwerte dürfen zwischen 50 MPa < f_{ck} < 70 MPa interpoliert werden.			

(3) Die Umlagerung von Spannungen im Beton in der Druckzone darf durch den Nachweis der Druckspannung in einem Abstand von 100 mm (aber nicht mehr als 1/3 der Querschnittshöhe) von der äußersten Druckfaser berücksichtigt werden. Die Spannung sollte nicht niedriger als 2/3 der maximalen Druckspannung betragen.

(4) Bei der Bemessung der Querkraftbewehrung sollte die Neigung der Druckstreben θ_{fat} unter Verwendung der Druckstrebenneigung θ im ULS nach 8.2.3 mit Gleichung (10.3) berechnet werden:

$$\cot\theta_{fat} = \sqrt{\cot\theta} \geq 1{,}0 \tag{10.3}$$

Eine genauere Berechnung von $\cot\theta_{fat}$ nach Anhang G darf angewendet werden.

(5) In Spannstahl und Betonstahl, der durch ermüdungswirksame Lasten beansprucht wird, dürfen die Höchstspannungen unter der maßgebenden Ermüdungslastkombination den Bemessungswert der Streckgrenze nicht überschreiten.

10.4 Vereinfachter Nachweis für Betonstahl oder Spannstahl

(1) Ein ausreichender Ermüdungswiderstand unter Zug darf angenommen werden, wenn die Spannungsschwingbreite unter der Ermüdungslastkombination nach (10.2) mit einer häufigen zyklischen Belastung von höchstens 10^8 Belastungszyklen folgende Werte unterschreitet:

a) Betonstahlstäbe (für gebogene Stäbe sollte Fußnote [a] von Tabelle E.1(NDP) angewendet werden):

— $\Delta\sigma_{sd} \leq 90$ MPa ungeschweißte Bewehrungsstäbe $\phi \leq 12$ mm;

— $\Delta\sigma_{sd} \leq 73$ MPa ungeschweißte Bewehrungsstäbe $\phi > 12$ mm;

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— $\Delta\sigma_{sd} \leq 40$ MPa geschweißte Bewehrungsstäbe $\phi \leq 12$ mm;

— $\Delta\sigma_{sd} \leq 30$ MPa geschweißte Bewehrungsstäbe $\phi > 12$ mm;

b) Spannstahl für die Vorspannung im sofortigen Verbund

— $\Delta\sigma_{pd} \leq 95$ MPa

c) Spannstahl für die Vorspannung im nachträglichen Verbund

— $\Delta\sigma_{pd} \leq 95$ MPa Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren;

— $\Delta\sigma_{pd} \leq 80$ MPa gerade Spannglieder und gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren;

— $\Delta\sigma_{pd} \leq 55$ MPa gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren.

ANMERKUNG Diese Grenzwerte für die Bemessungsspannungsschwingbreiten (einschließlich des Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_{F,f}$ nach prEN 1990) in der Bewehrung basieren auf 10^8 angenommenen Belastungszyklen und $\gamma_S = 1{,}15$.

(2) Wenn geschweißte Bewehrungsstäbe oder Kopplungen von Spanngliedern in Spannbeton verwendet werden, darf im Betonquerschnitt über die Höhe der Spannglieder oder des Betonstahlstabs unter der Ermüdungseinwirkung nach 10.2 mit der häufigen Ermüdungslast, kein Zug auftreten.

10.5 Vereinfachter Nachweis für Beton unter Druck oder Druck-Zug

(1) Ein ausreichender Ermüdungswiderstand darf für Beton unter Druck oder unter Druck-Zug angenommen werden, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\frac{|\sigma_{cd,max}|}{f_{cd,fat}} \leq 0{,}5 + 0{,}45\frac{|\sigma_{cd,min}|}{f_{cd,fat}} \leq 0{,}90 \tag{10.4}$$

Dabei ist

$\sigma_{cd,max}$ die maximale Druckspannung in einer Faser unter der Ermüdungslastkombination nach 10.2 mit der häufigen Ermüdungslast;

$\sigma_{cd,min}$ die Mindestdruckspannung in derselben Faser, an der $\sigma_{c,max}$ auftritt. Ist $\sigma_{c,min}$ eine Zugspannung, dann sollte $\sigma_{cd,min} = 0$ angesetzt werden.

$f_{cd,fat}$ der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit des Betons nach Gleichung (10.5)

$$f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_0) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \cdot k_{tc} \cdot \eta_{cc,fat} \tag{10.5}$$

Dabei ist

$\beta_{cc}(t_0)$ ein Koeffizient für die Betonfestigkeit bei Erstbelastung [siehe B.4(1)];

t_0 der Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen;

$\eta_{cc,fat}$ $= \min\{0{,}85\eta_{cc}; 0{,}8\}$;

η_{cc} nach 5.1.6(1).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

10.6 Vereinfachter Nachweis für Beton unter Querkraft

(1) Bei Bauteilen mit erforderlicher Querkraftbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, darf Gleichung (10.4) auf die Druckstreben von querkraftbeanspruchten Bauteilen angewendet werden. In diesem Fall sollte der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit von Beton $f_{\mathrm{cd,fat}}$ mit dem Festigkeitsabminderungsfaktor ν reduziert werden [siehe 8.2.3(5)].

(2) Bei Bauteilenohne erforderliche Querkraftbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, darf ein ausreichender Ermüdungswiderstand des Betons gegen Querkraftauswirkungen als gegeben angesehen werden, wenn die folgenden Gleichungen eingehalten sind:

für $\tau_{\mathrm{Ed,min}}/\tau_{\mathrm{Ed,max}} \geq 0$:

$$\frac{|\tau_{\mathrm{Ed,max}}|}{\tau_{\mathrm{Rd,c}}} \leq 0{,}5 + 0{,}45\frac{|\tau_{\mathrm{Ed,min}}|}{\tau_{\mathrm{Rd,c}}} \leq 0{,}90 \tag{10.6}$$

für $\tau_{\mathrm{Ed,min}}/\tau_{\mathrm{Ed,max}} < 0$:

$$\frac{|\tau_{\mathrm{Ed,max}}|}{\tau_{\mathrm{Rd,c}}} \leq 0{,}5 - \frac{|\tau_{\mathrm{Ed,min}}|}{\tau_{\mathrm{Rd,c}}} \tag{10.7}$$

Dabei ist

$\tau_{\mathrm{Ed,max}}$ der Bemessungswert der Schubspannung infolge der maximalen aufgebrachten Querkraft unter der Ermüdungslastkombination;

$\tau_{\mathrm{Ed,min}}$ der Bemessungswert der Schubspannung infolge der minimalen aufgebrachten Querkraft unter der Ermüdungslastkombination nach 10.2 mit der häufigen Ermüdungslast im Querschnitt, in dem $\tau_{\mathrm{Ed,max}}$ auftritt;

$\tau_{\mathrm{Rd,c}}$ der Bemessungswert des Querkraftwiderstands ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung (8.16).

10.7 Vereinfachter Nachweis der Schubübertragung in Verbundfugen

(1) Verbundfugen, die durch Ermüdungseinwirkungen beansprucht werden, sollten rau, sehr rau oder verzahnt sein.

(2) Bei Nachweis nach Gleichung (10.8) ohne kreuzende Verbundbewehrung, sollten die Werte für $c_{\mathrm{v1,fat}}$ und $\mu_{\mathrm{v,fat}}$ nach Tabelle 10.2 angewendet werden.

$$\tau_{\mathrm{Edi}} \leq \tau_{\mathrm{Rdi}} = c_{\mathrm{v1,fat}}\frac{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}}{\gamma_{\mathrm{C}}} + \mu_{\mathrm{v,fat}} \cdot |\sigma_{\mathrm{n}}| \leq \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{10.8}$$

(3) Der Ermüdungsnachweis für die die Verbundfuge kreuzende Bewehrung darf bei Bauteilen entfallen, bei denen Querkraftbewehrung die Verbundfuge kreuzt und die Mindestanforderungen nach 12.2 erfüllt, wenn:

— die Verbundfuge sehr rau oder verzahnt ist, wie in 8.2.6(6) definiert; und

— die Verbundfugenbewehrung ausreichend verankert ist und die Verbundfuge in einem Winkel nach Bild 8.15b) kreuzt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Falls eine die Verbundfuge kreuzende Bewehrung erforderlich ist, sollte sie verankert und der Schubwiderstand entsprechend Gleichung (10.9) mit $\mu_{\mathrm{v,fat}}$ nach Tabelle 10.2 nachgewiesen werden:

$$\Delta\tau_{\mathrm{Edi}} \leq \Delta\tau_{\mathrm{Rdi}} = \mu_{\mathrm{v,fat}} \cdot |\sigma_{\mathrm{n}}| + \rho \frac{\Delta\sigma_{\mathrm{Rsk}}}{0{,}45 \cdot \gamma_{\mathrm{S}}} \left(\mu_{\mathrm{v,fat}} \cdot \sin\alpha + \cos\alpha\right) \tag{10.9}$$

Dabei wird die Spannungsschwingbreite $\Delta\tau_{\mathrm{Edi}}$ durch die obere und die untere Lastkombination nach Gleichung (10.1) bestimmt.

Der Wert von $\Delta\sigma_{\mathrm{Rsk}}$ sollte Tabelle E.1(NDP) oder einer technischen Dokumentation entnommen werden.

Tabelle 10.2 — Koeffizienten $c_{\mathrm{v1,fat}}$ und $\mu_{\mathrm{v,fat}}$ für unterschiedliche Verbundfugenrauheit

Oberflächenrauheit	ohne Verbundfugenbewehrung Gleichung (10.8)		mit Verbundfugen-bewehrung Gleichung (10.9)
	$c_{\mathrm{v1,fat}}$	$\mu_{\mathrm{v,fat}}$	$\mu_{\mathrm{v,fat}}$
rau	0,075	0,7	0,7
sehr rau	0,095	0,9	0,9
verzahnt	0,185	0,9	0,9

11 Bauliche Durchbildung von Bewehrung und Spanngliedern im nachträglichen Verbund

11.1 Allgemeines

(1) Die Regeln nach Abschnitt 11 gelten für gerippte und profilierte Bewehrung, Bewehrungsmatten und Spannglieder im nachträglichen Verbund.

ANMERKUNG Zusätzliche Angaben zu glatter Bewehrung sind in Anhang I enthalten.

11.2 Stababstände

(1) Der lichte Abstand zwischen parallelen Stäben und deren Anordnung sollte zum Einführen von Innenrüttlern ausreichen, wenn diese zur einwandfreien Verdichtung des Betons notwendig sind. Bei einer Stabanordnung in getrennten horizontalen Lagen sollte ausreichend Raum zwischen den resultierenden Stabreihen zum Einführen eines Innenrüttlers zur einwandfreien Verdichtung des Betons vorgesehen werden.

(2) Der (horizontale und vertikale) lichte Abstand c_{s} zwischen einzelnen parallelen Stäben sollte nicht kleiner als $\max\{\phi; D_{\mathrm{upper}} + 5\ \mathrm{mm}; 20\ \mathrm{mm}\}$ sein.

(3) Stäbe dürfen in Bündeln von höchstens 3 sich berührenden, parallelen Stäben angeordnet werden. Für druckbeanspruchte vertikale Stabbündel und für Stäbe in einem Überlappungsstoß dürfen höchstens 4 sich berührende, parallele Stäbe verwendet werden. Stäbe in Bündeln zu 3 und 4 Stäben sollten so angeordnet werden, dass jeder Stab mindestens zwei andere Stäbe berührt. Der lichte Abstand zwischen Stabbündeln sollte nicht kleiner sein als der äquivalente Durchmesser ϕ_{b} nach 11.4.3(1).

(4) Der lichte Abstand zwischen einer bereits betonierten Betonoberfläche und einem dazu parallelen Stab sollte mindestens 5 mm betragen.

(5) Der lichte Mindestabstand zwischen nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäben oder zwischen nachträglich eingemörtelten und einbetonierten Betonstahlstäben ist in 11.4.8 angegeben.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

11.3 Zulässige Biegerollendurchmesser für gebogene Stäbe

(1) Der Mindestdurchmesser, mit dem ein Stab gebogen werden darf, muss so groß sein, dass

— die Beschädigung der Bewehrung [siehe (2)]; und

— ein Betonversagen im Bereich der Stabbiegung (Druckversagen, Spalten oder Abplatzen der Betondeckung), siehe (4) und (5).

verhindert wird.

(2) Der Biegerollendurchmesser von Stäben und Drähten ohne Schweißstellen oder von Stäben, Drähten und Betonstahlmatten mit Schweißstellen in einem Abstand von mindestens 3ϕ von der Stabbiegung sollte mindestens betragen:

— $\phi_{\text{mand,min}} = 4\phi$ für $\phi \leq 16$ mm;

— $\phi_{\text{mand,min}} = 7\phi$ für $\phi > 16$ mm.

Bei Stäben, Drähten und Betonstahlmatten mit geschweißten Querstäben in einem Abstand von mindestens 3ϕ vom Beginn der Stabbiegung, bei denen die Schweißarbeiten nach EN ISO 17660 ausgeführt werden, sollte der Biegerollendurchmesser nicht kleiner sein als:

— $\phi_{\text{mand,min}} = 5\phi$ für $\phi \leq 16$ mm, wobei ϕ der Durchmesser des gebogenen Stabs ist;

— $\phi_{\text{mand,min}} = 7\phi$ für $\phi > 16$ mm.

Bewehrung, die nach EN ISO 15630-1 geprüft wurde und für die dokumentiert ist, dass sie sich auf kleinere Biegerollendurchmesser biegen lässt, darf mit mindestens $\phi_{\text{mand,min}} = \phi_{\text{mand,test}} + \phi$ gebogen werden.

(3) Bewehrung, die für das Rückbiegen (Geradebiegen) vorgesehen ist, muss im ersten Biegevorgang mit Biegerollen gebogen werden, die mindestens um das 1,5-Fache größer sind als $\phi_{\text{mand,min}}$ nach (2), und die Duktilitätsklasse B oder C aufweisen.

(4) Vorausgesetzt, dass $f_{\text{yd}} \leq 25 f_{\text{cd}}$ und $\gamma_{\text{C}} \leq 1{,}5$ betragen, darf der Nachweis des Betons innerhalb der Biegung entfallen bei:

— Bügeln in Übereinstimmung mit 12.3.4(4);

— Standard-Haken- und -Winkelhakenverankerungen nach Bild 11.6 bei einem lichten Abstand $c_{\text{x}} \geq 1{,}5\phi$ von einem parallel zum Winkelhaken verlaufenden Rand und einem lichten Abstand zwischen den Stäben $c_{\text{s}} \geq 3\phi$ nach Bild 11.6c; und

— allen Winkelhaken mit einem Winkel $\alpha_{\text{bend}} \leq 45°$ bei einem lichten Abstand $c_{\text{x}} \geq 2{,}5\phi$ von einem parallel zum gebogenen Bereich verlaufenden Rand, einem lichten Abstand zwischen den Stäben $c_{\text{s}} \geq 5\phi$ und einer Länge der geraden Abschnitte zwischen mehreren Biegungen, die nicht kürzer als $2\phi + c_{\text{d}}$ ist.

(5) In Fällen, die nicht (4) entsprechen, sollte der Bemessungswert der Stahlspannung σ_{sd} nach Gleichung (11.1) nachgewiesen werden, um Betonversagen im Bereich der Biegung zu verhindern:

$$\sigma_{\text{sd}} \leq 0{,}65 f_{\text{cd}} \frac{\phi_{\text{mand}}}{\phi} + \frac{\sqrt{f_{\text{ck}}}}{\gamma_C} \left(\frac{d_{\text{dg}}}{\phi}\right)^{1/3} \left(\frac{c_{\text{d}}}{\phi} + \frac{1}{2}\right) \left(k_{\text{bend}} + 0{,}7 \cdot \frac{\phi_{\text{mand}}}{\phi}\right) \tag{11.1}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

ϕ_{mand} der Biegerollendurchmesser;

c_{d} die Betondeckung oder der halbe lichte Abstand zwischen Stäben nach Bild 11.6c);

k_{bend} ein Parameter zur Berücksichtigung des Winkels von Winkelhaken α_{bend}:

$k_{\text{bend}} = 32$ für $\alpha_{\text{bend}} = 45°$,

$k_{\text{bend}} = 16$ für $\alpha_{\text{bend}} = 90°$,

$k_{\text{bend}} = 12$ für $\alpha_{\text{bend}} = 135°$,

$k_{\text{bend}} = 8$ für 180° Schlaufen,

$k_{\text{bend}} = 32 \cdot (45°/\alpha_{\text{bend}})$ für dazwischen liegende Winkel von Winkelhaken (α_{bend} nach Bild 11.6).

Im Fall mehrfacher Winkelhaken, darf die Länge der geraden Abschnitte zwischen den Biegungen nicht kürzer sein als $2\phi + c_{\text{d}}$.

ANMERKUNG Das Biegen kann in der Praxis längere gerade Abschnitte erfordern.

11.4 Verankerung von Betonstahl unter Zug und Druck

11.4.1 Allgemeines

(1) Betonstahlstäbe, Drähte oder geschweißte Betonstahlmatten müssen so verankert werden, dass ihre Längskräfte sicher auf den Beton unter Druck (siehe Bild 11.2) oder auf eine andere Bewehrung nach 11.5 übertragen werden.

ANMERKUNG Zur Berücksichtigung eines möglichen lokalen Betonausbruchs siehe auch 4.4.

(2) Die mögliche Rissbildung parallel zur verankerten Bewehrung sollte durch geeignete Quer- oder Umschnürungsbewehrung begrenzt werden. Im Allgemeinen ist eine Mindestquerbewehrung oder die Mindestquerkraftbewehrung nach Abschnitt 12 ausreichen.

(3) In stabförmigen Bauteilen sollten Bügel vorgesehen werden, die die Stäbe umfassen, wie in Bild 11.1a) und Bild 11.1b) dargestellt, um sowohl die Rissbildung in Längsrichtung als auch die ablösende Rissbildung parallel zur verankerten Bewehrung zu begrenzen.

(4) In plattenförmigen Bauteilen sollten parallel zur Betonoberfläche verlaufende Querstäbe vorgesehen werden, die oberhalb oder unterhalb der verankerten Bewehrung angeordnet sind, wie in Bild 11.1c) und Bild 11.1d) dargestellt, um Längsrisse zu begrenzen. Zur Begrenzung von ablösenden Rissen sollten Querkraftbewehrung, Winkelhaken in der verankerten Bewehrung, wie in Bild 11.1c) dargestellt, oder Randbewehrung nach Bild 12.4 vorgesehen werden.

ANMERKUNG Rissbildung in Längsrichtung, die in der Ebene der verankerten Bewehrung auftritt, kann die Wirksamkeit der Verankerung erheblich reduzieren.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) **b)** **c)** **d)**

Legende
a möglicher ablösender Riss
b möglicher Längsriss

Bild 11.1 — Beispiele für Bewehrung zur Begrenzung von ablösenden Rissenund von Längsrissen

(5) Verankerungsarten, wie in Bild 11.2 dargestellt, dürfen bei Betonstahl unter Zug und unter Druck angewendet werden. Bei Anwendung der Verankerungen b) und c) unter Druck, darf nur der erste gerade Abschnitt als Verankerung betrachtet werden, es sei denn, die Ausnahme nach 11.4.4(3) gilt.

(6) Der Beginn der Verankerung nach Bild 11.2 bezieht sich auf den Querschnitt, in dem die Bewehrungskraft vollständig auf den Beton unter Druck übertragen wird (Beispiele sind in Bild 8.28 und Bild 8.29 dargestellt). Zur Kraftübertragung auf andere Bewehrungen siehe 11.5.

a) Verankerung gerader Stäbe, 11.4.2

d) Verankerung von Kopfstäben, 11.4.6

b) Verankerung von Winkelhaken und Haken, 11.4.4

e) Verankerung geschweißter Bewehrungsstäbe, 11.4.7

c) Steckbügelschlaufen, 11.4.5

f) Verankerung von nachträglich eingemörteltem Betonstahl, 11.4.8

Legende
l_{bd} Bemessungswert der Verankerungslänge
X Beginn der Verankerung

Bild 11.2 — Verankerungsverfahren (für Zugkräfte dargestellt)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

11.4.2 Verankerung gerader Stäbe

(1) Der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} (Bild 11.3) ist mindestens einzuhalten, damit die Kräfte eines Stabs auf den umgebenden Beton sicher ohne Abplatzen oder Verbundversagen übertragen werden.

a) Zug **b) Druck** **c) Bedingungen für c_d**

Legende
1 Randstab
2 Innenstab
Nennbetondeckung $c_d = \min\{0{,}5c_s; c_x; c_y\}$

Bild 11.3 — Definition des Bemessungswertes der Verankerungslänge für gerade Verankerung

(2) Bei gerippten Stäben mit $\phi \leq 32$ mm und profilierten Stäben mit $\phi \leq 14$ mm darf in üblichen Fällen der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} bezogen auf den Durchmesser unter Zug und Druck in ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen aus Tabelle 11.1(NDP) entnommen werden.

Tabelle 11.1(NDP) — Verankerungslänge von geraden Stäben bezogen auf den Durchmesser l_{bd}/ϕ

ϕ [mm]	**Verankerungslänge l_{bd}/ϕ**							
	f_{ck}							
	20	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**	**60**
≤ 12	47	42	38	36	33	31	30	27
14	50	44	41	38	35	33	31	29
16	52	46	42	39	37	35	33	30
20	56	50	46	42	40	37	35	32
25	60	54	49	46	43	40	38	35
28	63	56	51	47	44	42	40	36
32	65	58	53	49	46	44	41	38

ANMERKUNG Die Werte in Tabelle 11.1(NDP) wurden mit Gleichung (11.2) ermittelt. Diese Tabelle gilt für $c_d \geq 1{,}5\phi$; $\sigma_{sd} = 435$ MPa und für Stäbe unter guten Verbundbedingungen. Für Stäbe unter mäßigen Verbundbedingungen in Betonbauteilen sollten die Werte mit 1,2 multipliziert werden. Für $\sigma_{sd} < 435$ MPa dürfen die Werte mit $(\sigma_{sd}/435)$ multipliziert werden, wobei jedoch $l_{bd}/\phi \geq 10$ zu berücksichtigen ist.

(3) In Fällen, die nicht den Annahmen für Tabelle 11.1(NDP) entsprechen, oder für genauere Berechnungen sollte der Bemessungswert der Verankerungslänge unter Zug l_{bd} wie folgt berechnet werden:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$l_{\mathrm{bd}} = k_{\mathrm{lb}} \cdot k_{\mathrm{cp}} \cdot \phi \cdot \left(\frac{\sigma_{\mathrm{sd}}}{435}\right)^{n_\sigma} \cdot \left(\frac{25}{f_{\mathrm{ck}}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1{,}5\phi}{c_d}\right)^{\frac{1}{2}} \geq 10\phi \tag{11.2}$$

Dabei ist

$n_\sigma = 1{,}0$ für $\sigma_{\mathrm{sd}} \leq 435$ MPa;

$n_\sigma = 1{,}5$ für $\sigma_{\mathrm{sd}} > 435$ MPa;

k_{cp} ein Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonierens auf die Verbundbedingungen:

— $k_{\mathrm{cp}} = 1{,}0$ für Stäbe in guten Verbundbedingungen nach Bild 11.4;

— $k_{\mathrm{cp}} = 1{,}2$ für mäßige Verbundbedingungen und für alle Stäbe, die im Gleitbauverfahren eingesetzt werden, es sei denn, dass sich die vertikalen Stäbe während des Betonierens nachweislich nicht bewegen können;

— $k_{\mathrm{cp}} = 1{,}4$ für alle Stäbe, die in Bentonitschlämmen oder ähnlichen Schlämmen eingebaut werden, es sei denn, es stehen für die zu verwendende, spezifische Schlämme Daten zur Verfügung.

ANMERKUNG Die folgenden Werte von k_{lb} gelten, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.
$k_{\mathrm{lb}} = 50$ für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen; und
$k_{\mathrm{lb}} = 39$ für außergewöhnliche Bemessungssituationen.

Die Quotienten mit dem Stabdurchmesser in Gleichung (11.2) müssen auf $(\phi/20\ \mathrm{mm}) \geq 0{,}6$ und als $(1{,}5\phi/c_{\mathrm{d}}) \geq 0{,}4$ begrenzt werden.

(4) Gute Verbundbedingungen sind definiert für:

a) Stäbe mit einer Neigung von 45° bis 90° zur Waagerechten während des Betonierens; und

b) Stäbe mit einer Neigung kleiner als 45° zur Waagerechten, die sich in einem Abstand von bis zu 300 mm zum Boden der Schalung oder mindestens 300 mm zur freien Oberfläche während des Betonierens befinden.

Anderenfalls sollten mäßige Verbundbedingungen angenommen werden (siehe Bild 11.4).

Legende
1 Oberfläche während des Betonierens
2 Bereich mit mäßigen Verbundbedingungen bei Stäben mit einer Neigung kleiner als 45° zur Waagerechten
3 Bereich mit guten Verbundbedingungen

Bild 11.4 — Zuordnung von Verbundbedingungen in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Bei vorhandener Umschnürungsbewehrung [Bild 11.5a)] oder vorhandener Querbewehrung, die zwischen dem zu verankernden Stab und der freien Oberfläche angeordnet ist [Bild 11.5b)], und/oder bei einem äußeren Druck [Bild 11.5c)] darf der Bemessungswert der Verankerungslänge reduziert werden, indem der Parameter c_d in Gleichung (11.4) ersetzt wird durch:

$$c_{d,conf} = c_d + \left(30 k_{conf} \cdot \rho_{conf} + \frac{8 \cdot \sigma_{ctd}}{\sqrt{f_{ck}}}\right) \cdot \phi \leq 3{,}75\phi \tag{11.3}$$

Dabei ist

ρ_{conf} der Umschnürungsbewehrungsgrad bezogen auf den Durchmesser des zu verankernden oder zu stoßenden Stabs:

$$\rho_{conf} = \frac{n_t \cdot \pi \cdot \phi_t^2}{4 \cdot n_b \cdot \phi \cdot s} \tag{11.4}$$

ϕ der Durchmesser des zu verankernden oder zu stoßenden Stabs;

ϕ_t der Durchmesser der umschnürenden Bewehrung;

n_t die Anzahl der Schenkel von umschnürender Bewehrung, welche die Oberfläche mit der möglichen Versagensart Spalten kreuzen [siehe Bild 11.5a) und Bild 11.5b)];

n_b die Anzahl der verankerten Stäbe oder der Paare von gestoßenen Stäben in der Oberfläche mit der möglichen Versagensart Spalten;

s der Abstand der Umschnürungsbewehrungentlang des zu verankernden Stabs;

k_{conf} ein Wirksamkeitsfaktor, der von der Bewehrungsart abhängig ist; er darf angesetzt werden als:

— $k_{conf} = 1{,}0$ für Umschnürungsbewehrung, die die Oberfläche mit der möglichen Versagensart Spalten kreuzt und die Anforderungen nach Bild 11.5a) erfüllt (lichter Abstand $\leq 5\phi$);

— $k_{conf} = 0{,}25$ für Querbewehrung innerhalb der Betondeckung c_y, die die Anforderungen nach Bild 11.5b) erfüllt ($c_s \geq 8c_y$);

— $k_{conf} = 0$ in anderen Fällen;

σ_{ctd} der Bemessungswert der mittleren Druckspannung senkrecht zu der möglichen Versagensart Spalten [siehe Bild 11.5c)].

$n_t = 1$, $n_b = 2$;
a) Umschnürungsbewehrung

$n_t = 2$, $n_b = 1$;
b) Querbewehrung

c) Externer Druck

Legende

1 Oberfläche mit der möglichen Versagensart Spalten

Bild 11.5 — Definition von Fällen, in denen der Bemessungswert der Verankerungslänge aufgrund von Umschnürungs- oder Querbewehrung reduziert werden darf

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) Für Verankerungen unter Druck mit einer freien Oberfläche senkrecht zum Stab in einem Abstand $\geq 3{,}5\phi$ darf der nach (2) bis (5) berechnete Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} um 15ϕ reduziert werden, er darf jedoch nicht kleiner als 10ϕ sein.

11.4.3 Verankerung von Stabbündeln

(1) Alle Festlegungen für die Verankerung gerader Stäbe dürfen auch auf Stabbündel angewendet werden, die in einem Querschnitt nach (3) verankert sind, wobei der Einzelstabdurchmesser ϕ durch einen äquivalenten Durchmesser des Stabbündels wie folgt ersetzt wird:

$$\phi_b = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_s} \tag{11.5}$$

Dabei ist A_s die Gesamtfläche aller im Stabbündel enthaltenen Stäbe.

(2) Wenn ein Einzelstab einesStabbündels verankert wird, sollte der Bemessungswert der Verankerungslänge auf seinem eigenen Durchmesser und Betondeckungen beruhen. Wenn mehr als ein Stab eines Stabbündels verankert wird, sollte der Bemessungswert der Verankerungslänge dieser Stäbe auf ihren äquivalenten Durchmessern und Betondeckungen beruhen, siehe Bild 11.6. Die Werte k_{lb} entsprechen Gleichung (11.2).

11.4.4 Verankerung von Stäben mit Winkelhaken und Haken

(1) Der Bemessungswert der Verankerungslänge nach 11.4.2(2) oder 11.4.2(3) darf bei standardmäßigen Haken- und Winkelhakenverankerungen unter Zug, die Bild 11.6 entsprechen, um 15ϕ reduziert werden (jedoch mit $l_{bd} \geq 10\phi$).

Der in 11.4.2 zu verwendende Parameter c_d ist in Bild 11.6c) definiert.

a) Standardmäßiger Haken
b) Standardmäßige 90° Winkelhakenverankerungen unter Zug
c) Festlegung einer Nennbetondeckung c_d [Festlegung von c_s und c_x, siehe Bild 11.3c)]

Bild 11.6 — Verankerung mit standardmäßigen Haken und Winkelhaken

(2) Für Haken- und Winkelhakenverankerungen unter Zug, die nicht Bild 11.6a) oder Bild 11.6b) entsprechen, darf der Bemessungswert der gesamten Verankerungslänge $l_{b,tot}$, gemessen entlang der Mittenlinie des Stabs wie in Bild 11.7a) festgelegt, unter Anwendung von 11.4.2 berechnet werden.

Der in 11.4.2 zu verwendende Parameter c_d ist in Bild 11.6c) festgelegt.

(3) Für Haken- und Winkelhakenverankerungen unter Druck darf im Allgemeinen nur der erste gerade Abschnitt [l_{bd} in Bild 11.7b)] als zur Verankerung beitragend angesehen werden, es sei denn, alle senkrecht zum Stab liegenden freien Oberflächen befinden sich in einem Abstand $\geq 3{,}5\phi$. Der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} darf um 15ϕ reduziert werden, jedoch nicht kleiner als 10ϕ sein.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Winkelhaken oder Haken unter Zug **b) Winkelhaken oder Haken unter Druck**

Bild 11.7 — Festlegung des Bemessungswerts der Verankerungslänge l_{bd} oder $l_{bd,tot}$ für Stäbe mit nicht standardmäßigen Haken und Winkelhaken und für Stäbe unter Druck

11.4.5 Verankerung von Stäben mit angeschweißter Querbewehrung

(1) Der Bemessungswert der Verankerungslänge nach 11.4.2(2) oder 11.4.2(3) mit angeschweißter Querbewehrung unter Zug und Druck nach Bild 11.8 (z. B. Betonstahlmatten) darf um 15ϕ reduziert werden (jedoch mit $l_{bd} \geq 10\phi$), unter der Bedingung, dass:

— wenn $\phi_t \geq 0{,}6\phi$ ist, mindestens ein Querstab innerhalb der Verankerungslänge anzuordnen ist [Bild 11.8a)];

— wenn $\phi_t \leq 0{,}6\phi$ ist, mindestens zwei Querstäbe innerhalb der Verankerungslänge anzuordnen sind, mit 50 mm $\leq s \leq$ 100 mm und für $\phi \leq$ 16 mm [Bild 11.8b)].

ANMERKUNG Zur Mindestfestigkeit der Schweißnaht siehe C.4.1(2).

a) Ein Querstab innerhalb der Verankerungslänge **b) Zwei Querstäbe innerhalb der Verankerungslänge**

Bild 11.8 — Verankerungen mit angeschweißter Querbewehrung

11.4.6 Verankerung von Steckbügelschlaufen

(1) Bei durch reinen Zug beanspruchten Steckbügelschlaufen darf die Verankerung als ausreichend angesehen werden, wenn die Schlaufendetails mit 11.3 übereinstimmen.

(2) Alternativ darf der Bemessungswert der Verankerungslänge nach 11.4.2(2) oder 11.4.2(3) mit Steckbügelschlaufen mit dem Mindestbiegerollendurchmesser unter Zug um 20ϕ reduziert werden (jedoch mit $l_{bd} \geq 10\phi$).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

11.4.7 Verankerung von Kopfstäben

(1) Es darf davon ausgegangen werden, dass eine Zugspannung im Betonstahlstab $\sigma_{sd} = 435$ MPa ohne zusätzliche Verankerungslänge allein durch Köpfe mit $\phi_h \geq 3\phi$ und $f_{ck} \geq 25$ MPa, und

— $c_a, c_b \geq 3\phi + 0{,}5\phi_h$;

— $s_a \geq 2c_a$;

— $s_b \geq 2c_b$

aufgenommen werden kann.

Dabei ist

c_a, c_b, s_a, s_b entsprechend Bild 11.9b);

ϕ_h der Nenndurchmesser des Kopfes oder ein Kreisdurchmesser mit derselben Fläche wie der tatsächliche Kopf

$$\phi_h = 2\sqrt{\frac{A_h}{\pi}} \tag{11.6}$$

Dabei ist A_h die Kopffläche.

a_h und b_h dürfen nicht größer als die 4-fache Dicke der Kopfplatte sein.

Die Auflagerfläche der Köpfe sollte eben sein und mit 90° zum Stab angeordnet werden. Anderenfalls sollte die Eignung abweichenderKopfausbildungen für die betrachtete Bemessungssituation durch Prüfungen nachgewiesen werden.

a) Zug

b) Definition der Kopfmaße (a_h, b_h, ϕ_h, A_h), des Stababstands (s_a, s_b) und der Nennbetondeckungen des Stabs (c_a, c_b)

Bild 11.9 — Definition des Bemessungswerts der Verankerungslänge für Kopfstäbe

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) In Fällen, die nicht den Anforderungen nach (1) entsprechen, oder für eine genauere Berechnung sollte die durch den Kopf aufnehmbare Höchstzugspannung im Betonstahl berechnet werden als:

$$\sigma_{\mathrm{sd}}{}' = \min\left\{\frac{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}}{\gamma_{\mathrm{C}} \cdot A_{\mathrm{s}}} \cdot \frac{a_{\mathrm{eff}} \cdot b_{\mathrm{eff}}}{1 - \sqrt{\frac{A_h}{a_{\mathrm{eff}} \cdot b_{\mathrm{eff}}}}}; f_{\mathrm{cd}} \cdot \left(1 - \frac{A_{\mathrm{s}}}{A_{\mathrm{h}}}\right) \cdot \min\left\{\sqrt{\frac{a_{\mathrm{eff}} \cdot b_{\mathrm{eff}}}{A_{\mathrm{h}} - A_{\mathrm{s}}}}; 7{,}0\right\}\right\} \tag{11.7}$$

Dabei ist

a_{eff} $= \min\{2c_{\mathrm{a}}; s_{\mathrm{a}}\}$;

b_{eff} $= \min\{2c_{\mathrm{b}}; s_{\mathrm{b}}; b_{\mathrm{h}} + a_{\mathrm{eff}}\}$;

A_{h}, c_{a}, c_{b}, s_{a}, s_{b}, σ'_{sd} in Bild 11.9 festgelegt.

(3) Bei Zugkräften, die größer als der Verankerungswiderstand des Kopfes sind, dürfen beide Verankerungskräfte des Kopfes und der Verankerungslänge des Stabs berücksichtigt werden. Die Bemessungsverankerungslänge im Bewehrungsstab l_{bd} zur Aufnahme der Restspannung $\sigma_{\mathrm{sd}} - \sigma'_{\mathrm{sd}}$ sollte nach Gleichung (11.8) berechnet werden als:

$$l_{\mathrm{bd}} = l_{\mathrm{bd}}(\sigma_{\mathrm{sd}}) - l_{\mathrm{bd}}(\sigma_{\mathrm{sd}}{}') \tag{11.8}$$

(4) Die Verankerung einer Querkraft- oder Umschnürungsbewehrung sollte ausschließlich durch den Kopf erfolgen.

11.4.8 Verankerung von nachträglich eingemörteltem Betonstahl

(1) Dieser Eurocode gilt für nachträglich eingemörtelte Betonstahlstäbe unter Verwendung eines geraden Betonstahlstabs (gerichtet) mit Eigenschaften nach C.4 und eines Verankerungsmörtels mit nachgewiesener Eignung und Eigenschaften nach C.8 für die vorgesehene Anwendung, Expositionsbedingung und Temperatur, siehe C.8(4).

ANMERKUNG Die Eignung der nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäbe wird in einer einschlägigen Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben. Es wird davon ausgegangen, dass die Europäischen Technischen Produktspezifikationen sämtliche erforderlichen Angaben für die Bemessung von nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäben nach diesem Eurocode enthalten.

(2) Die Bemessung von nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäben nach diesem Eurocode beruht auf der Annahme, dass deren Einbau entsprechend der Einbauanleitung des Herstellers durch qualifiziertes Personal durchgeführt und die Überwachung des Einbaus durch geeignetes qualifiziertes Personal ausgeführt wird.

(3) Sofern in einer Europäischen Technischen Produktspezifikation nicht anders festgelegt, sollte die Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,b}}$ für den Verbund von nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäben in Abhängigkeit vom vorgesehenen Bohrverfahren und vom Ausführungsverfahren in allen Richtungen Tabelle 11.2 entsprechen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 11.2 — Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,b}}$ für nachträglich eingemörtelte Betonstahlstäbe

Bohrverfahren	Stabdurchmesser	$c_{\mathrm{min,b}}$	
		ohne Bohrhilfe	mit Bohrhilfe
Hammerbohren und Diamantkernbohren/ Diamantbohren	$\phi < 25$ mm	$30\ \mathrm{mm} + 0{,}06 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$	$30\ \mathrm{mm} + 0{,}02 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$
	$\phi \geq 25$ mm	$40\ \mathrm{mm} + 0{,}06 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$	$40\ \mathrm{mm} + 0{,}02 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$
Pressluftbohren	$\phi < 25$ mm	$50\ \mathrm{mm} + 0{,}08 l_{\mathrm{bd,pi}}$	$50\ \mathrm{mm} + 0{,}02 l_{\mathrm{bd,pi}}$
	$\phi \geq 25$ mm	$60\ \mathrm{mm} + 0{,}08 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$	$60\ \mathrm{mm} + 0{,}02 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$

(4) Sofern in einer Europäischen Technischen Produktspezifikation nicht anders festgelegt, sollte der lichte Mindestabstand zwischen einzelnen, parallelen, nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäben $c_{\mathrm{s,pir}} = \max\{4d_0;\ 40\ \mathrm{mm} + d_0 - \phi;\ 2D_{\mathrm{upper}} + 5\ \mathrm{mm}\}$ betragen, wobei d_0 der Durchmesser des Bohrlochs ist.

Der lichte Mindestabstand c_{s} zwischen nachträglich eingemörtelten und einbetonierten Betonstahlstäben darf nicht kleiner sein als $c_{\mathrm{s,pir}} \geq \max\{2d_0;\ 20\ \mathrm{mm} + 0{,}5(d_0 - \phi);\ 2D_{\mathrm{upper}} + 5\ \mathrm{mm}\}$.

Für das Pressluftbohren müssen die Werte der vorstehend angegebenen lichten Mindestabstände mit dem Faktor 1,5 multipliziert werden.

(5) Die Verankerung von nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäben muss unter Berücksichtigung der Anforderungen nach 11.4.1 und 11.4.2 bemessen werden. Der Bemessungswert der Verankerungslänge $l_{\mathrm{bd,pi}}$ von nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäben unter Zug sollte berechnet werden als:

$$l_{\mathrm{bd,pi}} = \frac{l_{\mathrm{bd}}}{k_{\mathrm{b,pi}}} \geq \max\{10\phi \cdot \alpha_{\mathrm{lb}};\ 100\ \mathrm{mm}\} \tag{11.9}$$

Dabei ist

l_{bd} berechnet nach 11.4.2, wobei die berücksichtigte Betonfestigkeit in Gleichung (11.3) und Gleichung (11.5) auf $f_{\mathrm{ck}} \leq 50$ MPa oder $f_{\mathrm{ck,is}} \leq 60$ MPa oder auf den in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegebenen Wert begrenzt werden muss (der größere Wert ist maßgebend). Die Bemessungsspannung im Bewehrungsstab muss auf $\sigma_{\mathrm{sd}} \leq 435$ MPa begrenzt werden, sofern nicht für höhere Werte geprüft wird.

$k_{\mathrm{b,pi}}$ der Verbundwirksamkeitsfaktor $0{,}7 \leq k_{\mathrm{b,pi}} \leq 1{,}0$ der nachgewiesenen Verbundwirksamkeitsklasse, siehe C.8;

α_{lb} der Faktor für gerissenen Beton, der im Allgemeinen mit $\alpha_{\mathrm{lb}} = 1{,}5$ oder entsprechend den Angaben in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angesetzt werden darf.

(6) Der Bemessungswert der Verankerungslänge $l_{\mathrm{bd,pi}}$ von nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäben unter Druck muss nach Gleichung (11.9) bestimmt werden. Der Wert sollte aber nicht nach 11.4.2(6) reduziert werden, sofern dies nicht durch Prüfungen nach C.8 bestätigt wird.

(7) Nachträglich eingemörtelte Betonstahlstäbe dürfen unter Verwendung von $l_{\mathrm{sd,pi}}$ mit einbetonierten gerichteten Stäben nach 11.5.2 und 11.5.3 gestoßen werden, wobei der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} durch $l_{\mathrm{bd,pi}}$ ersetzt wird, berechnet nach Gleichung (11.9) (siehe auch Tabelle 11.3). Die Übergreifungslänge $l_{\mathrm{sd,pi}}$ sollte für die Mindestbetondeckung von entweder einbetonierten oder nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäben sowie die Verbundbedingungen der einbetonierten Betonstahlstäbe bemessen sein.

(8) Zu Schubin Verbundfugen mit nachträglich eingemörtelten Betonstahlstäben siehe 8.2.6.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

11.5 Stöße von Betonstahl unter Zug und Druck und mechanische Verbindungen

11.5.1 Allgemeines

(1) Zug- und Druckkräfte dürfen von einem Stab auf den anderen übertragen werden durch:

— Stoßen von Stäben, die mit einem in Tabelle 11.3 (siehe 11.5.2) beschriebenen Verfahren verankert sind;

— mechanische Verbindungen, die die Lastübertragung unter Zug und Druck oder ausschließlich unter Druck sicherstellen (siehe 11.5.6);

— durchgeschweißte Stumpfnähte oder Kehlnähte (siehe 11.5.7).

(2) Mechanische Verbindungen und Schweißnähte müssen für den Bemessungswert der minimalen Streckgrenze des Betonstahls auf beiden Seiten der Verbindung bemessen werden. In diesem Fall dürfen sie in demselben Querschnitt ohne Längsversatz angeordnet werden.

11.5.2 Alle Arten von Stößen

(1) Die bauliche Durchbildung von Stößen zwischen Stäben muss sicherstellen, dass:

— die Kraftübertragung zwischen benachbarten Stäben erfolgt;

— in Nähe der Überlappung keine Betonabplatzungen auftreten;

— sich keine breiten Risse parallel zu den gestoßenen Stäben entwickeln, die die Tragfähigkeit beeinträchtigen.

(2) Der erforderliche Bemessungswert der Übergreifungslänge l_{sd} mit zwei Stäben unter Zug oder unter Druck sollte mindestens den Verankerungslängen l_{bd} nach 11.4 entsprechen, wobei der lichte Abstand $c_s = c_{s1} + c_{s2}$ nach Bild 11.10 angesetzt werden sollte.

Legende
1 gestoßene Stäbe

Bild 11.10 — Definition des lichten Abstands c_s in Übergreifungsstößen

(3) Alle Stäbe unter Druck dürfen in einem Querschnitt gestoßen und die Übergreifungslänge darf für σ_{sd} bemessen werden.

(4) Außerhalb von Fließgelenken, dürfen Zugstöße baulich durchgebildet werden, bei denen bis zu 100 % der Stäbe in jedem Querschnitt gestoßen sind, und die Übergreifungslänge darf für σ_{sd} bemessen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Es hat sich bewährt, Stöße außerhalb von möglichen Fließgelenken anzuordnen, wie eingespannte/einbetonierte Enden, Auflagerpunkte von Durchlaufträgern oder in der Feldmitte von stabförmigen Bauteilen.

(5) Wenn Zugstöße im Bereich von Fließgelenken angeordnet sind, darf die Übergreifungslänge für σ_{sd} bemessen werden, wenn:

— eine Umschnürungsbewehrung nach 11.5.2(1) angeordnet wird; oder

— wenn sie einen Längsversatz aufweisen, so dass die Fläche der gestoßenen Stäbe ≤ 35 % der Gesamtquerschnittsfläche der Bewehrung in stabförmigen Bauteilen (Balken und Stützen) oder ≤ 50 % in plattenförmigen Bauteilen (Platten, Wände und Schalen) ist.

Anderenfalls sollten die Übergreifungslängen für $1{,}2\sigma_{sd}$ bemessen werden.

ANMERKUNG Zu Stößen in Bügeln siehe 12.3.3.

(6) Falls der Längsversatz von Stößen nach (5) gewählt wird, beträgt die Lücke zwischen benachbarten Stößen mindestens $0{,}3l_{sd}$ [siehe Bild 11.11b)].

a) 100 %-Stoß mit lichten Abständen zwischen benachbarten Stößen und gestoßenen Stäben

b) 50 %-Stoß mit lichten Abständen zwischen benachbarten Stößen und gestoßenen Stäben

Bild 11.11 — Beispiele für Stöße in plattenförmigen Bauteilen

(7) In Fällen von unterschiedlichen Verankerungsarten nach Tabelle 11.3 muss der größere Bemessungswert der Übergreifungslänge l_{sd} der beiden Verankerungen verwendet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 11.3 — Stoßarten und Bemessungswerte der Übergreifungslängen l_{sd}

Art des Übergreifungsstoßes		Bemessungswert der Übergreifungslänge l_{sd}	
		Zugstöße	**Druckstöße**
	gerade Stäbe	$l_{sd} = l_{bd} \geq 15\phi$ Dabei wird l_{bd} nach 11.4.2 berechnet, siehe auch 11.5.3.	
	Winkelhaken und Haken (ausschließlich Zug)	$l_{sd} = l_{bd} \geq 15\phi$ Dabei wird l_{bd} nach 11.4.3 berechnet, siehe auch 11.5.3.	—
	Schlaufen (ausschließlich Zug)	l_{sd} wird nach 11.5.4 berechnet mit dem Grenzwert $l_{sd} \geq \phi_{mand} + 4\phi$	—
	Kopfstäbe	l_{sd} wird nach 11.5.5 berechnet.	
	verschränkte Betonstahlmatten	$l_{sd} = l_{bd} \geq \max\{15\phi; 250\text{ mm}\}$ Dabei wird l_{bd} nach 11.4.5 berechnet.	
	Betonstahlmatten mit Zwei-Ebenen-Stoß	$l_{sd} = l_{bd} + 2\phi \geq \max\{15\phi; 250\text{ mm}\}$ Dabei wird l_{bd} nach 11.4.5 berechnet.	
	nachträglich eingemörtelte Betonstahlstäbe	$l_{sd,pi} = l_{bd,pi} \geq \max\{15\phi; 250\text{ mm}\}$ Dabei wird $l_{bd,pi}$ nach 11.4.8 berechnet.	

(8) Der Abstand zwischen gestoßenen Stäben sollte so gering wie möglich sein, im Allgemeinen sollten sie einander berühren. Im Fall, dass der lichte Abstand den kleineren Wert von 50 mm oder 4ϕ überschreitet, muss die Übergreifungslänge um den Achsabstand versetzt werden. Die zusätzlichen Transversalkräfte infolge des Abstands zwischen gestoßenen Stäben müssen durch eine ausreichende Querbewehrung aufgenommen werden.

(9) Wenn Umschnürungs- oder Querbewehrung im Bereich der Überlappungsstöße angeordnet wird, um die Übergreifungslänge nach 11.4.2(5) und/oder 11.5.2(2) zu reduzieren, sollten mindestens 5 Stäbe, die die Anforderung nach Bild 11.13a) oder Bild 11.13c) erfüllen, über die gesamte Übergreifungslänge verteilt werden oder, alternativ, 3 Stäbe über eine Länge von $0{,}3l_{sd}$ an beiden Enden des Stoßes nach Bild 11.12b) und Bild 11.12d) verteilt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Die Mindestmenge an Umschnürungsbewehrung nach 11.5.2(4) sollte so bemessen werden, dass $c_{d,conf}$ nach Gleichung (11.3) nicht kleiner als 3ϕ ist.

(10) Bei Druckstößen sollte mindestens ein Querstab oder Umschnürungsbügel innerhalb eines Abstands von höchstens 50 mm oder 2ϕ von jedem Stoßende angeordnet werden, wobei ϕ der Durchmesser des kleineren gestoßenen Stabs ist. Diese Stäbe oder Bügel dürfen einer von den 5 bzw. 3 Stäben nach (9) sein oder zusätzliche, siehe Bild 11.12b) oder Bild 11.12d).

a) Querbewehrung, Zugstöße **b) Querbewehrung, Druckstöße**

c) Umschnürungsbewehrung, Zugstöße **d) Umschnürungsbewehrung, Druckstöße**

Legende
1 Querbewehrung
2 Umschnürungsbewehrung

Bild 11.12 — Quer- und Umschnürungsbewehrung für Übergreifungsstöße

11.5.3 Stöße von Stabündeln

(1) In Stabbündeln aus zwei Stäben dürfen Übergreifungsstöße ohne Längsversatz der einzelnen Stabunterbrechungen, wie in Bild 11.13a) dargestellt, verwendet werden. Bemessungslängen von Stößen dürfen auf Grundlage von 11.4.2 und mit dem äquivalenten Stabdurchmesser ϕ_b nach 11.4.2(9) berechnet werden, wobei A_s die Gesamtfläche der beiden Stäbe ist.

Bei Stabbündeln aus drei Stäben ohne Längsversatz der einzelnen Stabunterbrechungen dürfen Übergreifungsstöße nicht verwendet werden.

(2) Die Übergreifungslänge l_{sd} von Stabbündeln mit 2 oder 3 Stäben darf auf Grundlage des äquivalenten Stabdurchmessers ϕ berechnet werden, wenn die Stöße einen Längsversatz mit einer Lücke zwischen den einzelnen Stößen $\geq 0{,}3l_{sd}$ nach Bild 11.13b) aufweisen oder ein zusätzlicher Stab nach Bild 11.13c) zugelegt wird,

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Ohne Längsversatz
b) Mit Längsversatz
c) Mit einem zusätzlichen Stab

Bild 11.13 — Übergreifungsstöße von Stabbündeln

(3) Stabbündel aus 4 Stäben dürfen nicht gestoßen werden.

11.5.4 Stöße mit Steckbügelschlaufen

(1) Die Übertragung der Zugkräfte zwischen Betonstahlstäben darf mittels übergreifender Steckbügelschlaufen erfolgen (Bild 11.14). Überlappende Steckbügelschlaufen dürfen einfach [Bild 11.14b)] oder mehrfach [Bild 11.14c)] gestoßen werden. Dabei sollten beide Schenkel jedes Steckbügels außerhalb der Verbindung für die größere der beiden Bemessungszugkräfte T_1 und T_2 verankert sein (auch wenn T_1 oder $T_2 = 0$ beträgt).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Seitenansicht
b) Einzelner Stoß
c) Mehrere Stöße

Legende
Bemessungszugkräfte $T_1 = T_2$, wenn der Stoß reinen Zug überträgt. T_1 wird entsprechend einer Querschnittsberechnung von T_2 abweichen, wenn der Stoß Kombinationen von Normalkräften und Biegemomenten überträgt.

Bild 11.14 — Stöße mit Steckbügelschlaufen

(2) Die Tragfähigkeit eines einzelnen Übergreifungsstoßes nach Bild 11.14b) sollte unter Verwendung der Druckfestigkeit des Betons zwischen den beiden Schlaufen als Kriterium überprüft werden. Für $c_s \leq 0{,}5 l_s$ wird das Versagen des Betons verhindert, wenn die größere der beiden Bemessungszugkräfte T_1 und T_2 [siehe Bild 11.14a)] kleiner ist als $T_{Rd,c}$, die berechnet werden darf als:

$$T_{Rd,c} = 0{,}2 f_{cd} \cdot A_c \cdot \left(\frac{d_{dg}}{l_{sd}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\sqrt{k_{st} + \left(\frac{c_s}{l_{sd}}\right)^2} - \left(\frac{c_s}{l_{sd}}\right)\right) \tag{11.10}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

A_c die gesamte wirksame Betonfläche in den gekrümmten Abschnitten der übergreifenden Steckbügel [Bild 11.14a)]

$$A_c = (\phi_m + \phi) \cdot [l_s - 0{,}21(\phi_m + \phi)] \tag{11.11}$$

l_{sd} die Übergreifungslänge (Bild 11.14);

d_{dg} ein Koeffizient zur Berücksichtigung der Eigenschaften der Gesteinskörnung des Betons nach 8.2.1(4);

c_s der lichte Abstand von Steckbügeln;

k_{st} der Widerstandsfaktor der Umschnürungsbewehrung, der gleich $k_{st} = 1$ angesetzt werden darf, wenn $\omega \geq 0{,}5$, und gleich $k_{st} = 4\omega(1 - \omega)$ beträgt für niedrigere Werte von:

$$\omega = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{0{,}85 \left(\frac{d_{dg}}{l_{sd}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot A_c \cdot f_{cd}} \tag{11.12}$$

A_{st} die Gesamtfläche der vollständig verankerten Umschnürungsbewehrung, die innerhalb A_c angeordnet ist.

(3) Im Fall mehrerer Steckbügel, wie nach Bild 11.14c), darf der Widerstand nach Gleichung (11.10) unter Verwendung eines mittleren Netto-Abstands $c_s = 0{,}5(c_{s1} + c_{s2})$ berechnet werden [siehe Bild 11.14c)] und mit $(n_s - 1)$ multipliziert werden, wobei n_s die Gesamtanzahl der Steckbügel [$n_s = 5$ im Beispiel nach Bild 11.14c)] ist. Mehrere Übergreifungen dürfen auch als eine Baugruppe aus einzelnen Übergreifungen behandelt werden, wobei c_s als der kleinere Wert von c_{s1} und c_{s2} angesetzt wird.

(4) Zur Vermeidung eines Sprödbruchs sollte eine Mindestmenge an Umschnürungsbewehrung in einer doppelt symmetrischen Konfiguration innerhalb A_c wie folgt angeordnet werden [siehe z. B. Bild 11.14a)]:

$$A_{st} \geq 0{,}5\sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{A_c}{f_{yk}} \tag{11.13}$$

11.5.5 Stöße mit Kopfstäben

(1) Die Übertragung der Zugkräfte zwischen Betonstahlstäben darf mittels übergreifender Kopfstäbe erfolgen (Bild 11.15). Übergreifende Kopfstäbe dürfen einfach [Bild 11.15b)] oder mehrfach [Bild 11.15c)] gestoßen werden und sollten für die Bemessungskraft außerhalb der Verbindung verankert sein.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Seitenansicht
b) Draufsicht eines einzelnen Stoßes
c) Draufsicht von mehreren Stößen

Legende
1 Querbewehrung A_{st}
2 Rückhaltebewehrung A_{std}

Bild 11.15 — Stöße mit Kopfstäben

(2) Die Geometrie der Köpfe von Kopfstäben sollte 11.4.5(1) entsprechen.

(3) Die von jedem Stab aufnehmbare Höchstzugkraft sollte durch 11.4.5(2) begrenzt werden.

(4) Die Tragfähigkeit eines einzelnen Übergreifungsstoßes von Kopfstäben nach Bild 11.15b) sollte mit der Bruchfestigkeit $T_{Rd,c}$ des Betons zwischen den beiden Köpfen als Kriterium überprüft werden. Bei $0 \leq c_s \leq 0{,}5 l_{sd}$ darf $T_{Rd,c}$ berechnet werden als:

$$T_{Rd,c} = 0{,}6 f_{cd} \cdot A_c \cdot \left(\frac{d_{dg}}{l_{sd} - 2\phi}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\sqrt{k_{st} + \left(\frac{c_s}{l_{sd} - 2\phi}\right)^2} - \left(\frac{c_s}{l_{sd} - 2\phi}\right)\right) \quad (11.14)$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

A_c die wirksame Betonfläche zwischen den Köpfen innerhalb der Übergreifungslänge [Bild 11.15a)]:

$$A_c = (l_{sd} - 2\phi) \cdot b_{h1} \tag{11.15}$$

l_{sd} die Übergreifungslänge [Bild 11.15a)];

d_{dg} ein Koeffizient zur Berücksichtigung der Eigenschaften ihrer Gesteinskörnung des Betons nach 8.2.1(4);

b_{h1} die wirksame Breite des Kopfes senkrecht zur Ebene der Übergreifung (bei kreisförmigem Kopf mit dem Durchmesser ϕ_h):

$$b_{h1} = 0{,}5\phi_h \cdot \sqrt{\pi} \tag{11.16}$$

c_s der lichte Abstand der Kopfstäbe;

k_{st} der Widerstandsfaktor der Querbewehrung, der gleich $k_{st} = 1$ angesetzt werden darf, wenn $\omega \geq 0{,}5$ und gleich $k_{st} = 4\omega(1 - \omega)$ beträgt für niedrigere Werte von:

$$\omega = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{1{,}3\left(\frac{d_{dg}}{l_{sd} - 2\phi}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot A_c \cdot f_{cd}} \tag{11.17}$$

A_{st} die Gesamtfläche der vollständig verankerten Querbewehrung, die innerhalb A_c angeordnet ist.

(5) Im Fall mehrerer Kopfstäbe, wie in Bild 11.15c) dargestellt, darf der Widerstand nach Gleichung (11.14) unter Verwendung eines mittleren Netto-Abstands $c_s = 0{,}5(c_{s1} + c_{s2})$ berechnet werden [siehe Bild 11.15c)] und mit $(n_s - 1)$ multipliziert werden, wobei n_s die Gesamtanzahl der Kopfstäbe [$n_s = 5$ im Beispiel nach Bild 11.15c)] ist. Mehrere Übergreifungen dürfen auch als eine Baugruppe aus einzelnen Übergreifungen behandelt werden, wobei c_s als der kleinere Wert von c_{s1} und c_{s2} angesetzt wird.

(6) Zur Vermeidung eines Sprödbruchs sollte eine Mindestmenge an Querbewehrung wie folgt angeordnet werden:

$$A_{st} \geq \max\left\{0{,}75 \cdot A_c \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}};\ \frac{\pi}{8}\phi^2\right\} \tag{11.18}$$

Dabei ist ϕ der maximale Durchmesser der gestoßenen Kopfstäbe.

(7) Zur Erhöhung der Duktilität von Stößen, die für Bewehrungsfließen bemessen sind, sollte eine Rückhaltebewehrung mit einer Gesamtfläche A_{std} je Einzelstoß vorgesehen werden, die senkrecht zur Ebene der Kopfstäbe innerhalb A_c [Bild 11.15a)] liegt. Die Rückhaltebewehrung sollte vollständig außerhalb von A_c verankert und symmetrisch zwischen den Kopfstäben angeordnet sein. Die Rückhaltebewehrung darf in Form von Doppelkopfbolzen oder von Bügeln vorgesehen werden. Bei $l_{sd} \leq 200$ mm, darf A_{std} aus einem einzelnen Doppelkopfbolzen bestehen [Bild 11.15c)]. Die Mindestfläche der Rückhaltebewehrung beträgt:

$$A_{std} \geq 0{,}12\phi^2 \tag{11.19}$$

11.5.6 Mechanische Verbindungen

(1) Der lichte Abstand (horizontal und vertikal) zwischen den mechanischen Verbindungen sowie zwischen mechanischen Verbindungen und benachbarten Stäben sollte nicht kleiner als $D_{upper} + 5$ mm und der

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

maximale Durchmesser der Stäbe sein. Zusätzliche Anforderungen bezüglich des Einbaus sollten berücksichtigt werden.

(2) Bezüglich der Anforderungen an die Betondeckung sollten mechanische Verbindungen als Einzelstäbe behandelt werden, wobei die Betondeckung als der lichte Mindestabstand zwischen der äußeren Oberfläche der mechanischen Verbindung und der Betonoberfläche festgelegt wird.

11.5.7 Durchgeschweißte Stumpfnaht- und Kehlnahtstöße

(1) Die bauliche Durchbildung von Stößen mit durchgeschweißten Stumpfnähten oder Kehlnähten muss EN ISO 17660-1 entsprechen.

11.6 Spannglieder im nachträglichen Verbund

11.6.1 Allgemeines

(1) Zusätzliche Festlegungen für externe Vorspannung im nachträglichen Verbund sind in K.13.3 angegeben.

11.6.2 Mindestabstand von Hüllrohren

(1) Der Mindestabstand für das Einbringen und Verdichten des Betons und für die sichere Übertragung von Umlenkkräften sollte Bild 11.16 entsprechen. Der vertikale Mindestabstand darf auf einen Wert kleiner als ϕ_{duct} reduziert werden, wenn eine ausreichende Querbewehrung vorhanden ist, um die Umlenkkräfte aus dem Spannglied aufzunehmen. Andere Anordnungen dürfen unter der Voraussetzung verwendet werden, dass ein zufriedenstellendes Verhalten im Gebrauch und in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit nachweisbar ist. Weitere Anforderungen sind für die Dauerhaftigkeit in Abschnitt 6 und für die Bemessung im Brandfall in prEN 1992-1-2 angegeben.

(2) Der Mindestabstand zwischen Spanngliedbündeln sollte $s \geq 100$ mm betragen.

Legende
1 angenommene Ebene der Spanngliedkrümmung
2 vertikal

ANMERKUNG Der für runde Hüllrohre dargestellte Abstand gilt auch für flache Hüllrohre. Die Werte von $c_{min,b}$ sind in 6.5.2.3 angegeben.

Bild 11.16 — Lichter Mindestabstand für interne Spannglieder im nachträglichen Verbund

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Außerhalb der Verankerungszone dürfen bis zu zwei Spanngliedhüllrohre und bis zu vier gefettete und ummantelte Litzen in Querrichtung zur Ebene der Spanngliedkrümmung oder im Fall von geraden Spanngliedern gebündelt werden. Die Auswirkung der möglichen Umlenkkräfte infolge der Spanngliedkrümmung müssen nach 11.7 berücksichtigt werden. Spannglieder in flachen Hüllrohren dürfen nicht gebündelt werden.

11.6.3 Mindestkrümmungsradius und gerade Mindestlänge von Spanngliedern im Bereich von Verankerungen

(1) Der Mindestkrümmungsradius der Spannglieder und die gerade Mindestlänge von Spanngliedern neben Verankerungsvorrichtungen müssen den Anforderungen in der technischen Dokumentation des Spannverfahrens in nachträglichem Verbund je nach Art des Hüllrohrs (Metallhüllrohr, Polymerhüllrohr, Polymerrohr, Stahlrohr, Polymerummantelung) entsprechen. Diese Werte dürfen nicht kleiner sein als die Werte nach (2), sofern kein Nachweis durch Prüfung nach EAD-160004-00-0301 erbracht wurde.

(2) Sofern in der technischen Dokumentation des Spannverfahrens im nachträglichen Verbund keine anderen Werte angegeben sind, darf der Mindestkrümmungsradius der Spannglieder zur Vermeidung von Schäden am nicht umschnürten Beton auf der Innenseite der Spanngliedkrümmung während des Vorspannens sowie zur Vermeidung einer Reduzierung der Zugfestigkeit des Spannglieds wie folgt angesetzt werden:

$$R_{\min} = \frac{\sigma_{\mathrm{pd}}}{p_{\mathrm{Rd}}} \sqrt{A_{\mathrm{p}}} \tag{11.20}$$

Dabei ist

σ_{pd} die Bemessungsspannung des Spannglieds (zum Zeitpunkt des Spannens, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Vorspannung, siehe Tabelle 4.2(NDP);

p_{Rd} die maximale Querpressung auf dem Spannglied, die Tabelle 11.5 entnommen werden darf.

(3) Für U-förmige Spanngliedschlaufen sollten die folgenden Regeln zur baulichen Durchbildung beachtet werden, es sei denn, in der technischen Dokumentation des Spannverfahrens in nachträglichem Verbund sind strengere Regeln enthalten:

— die Mindestbetondeckung quer zur Ebene der Spanngliedschlaufe beträgt $\geq 1{,}0\phi_{\mathrm{D}}$;

— eine Bewehrung quer zur Ebene der Spanngliedschlaufe sollte für die Umlenkkräfte entlang der Innenseite der Schlaufe vorgesehen werden;

— die Hälfte der Umlenkkräfte in der Ebene der Schlaufe wird durch Bewehrung auf den Beton außerhalb der Schlaufe übertragen. Diese Bewehrung sollte an der Mittenlinie der Schlaufe verankert werden und darf mit der Bewehrung für die Umlenkkräfte in Form von Steckbügeln kombiniert werden;

— der Querdruck auf den Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung innerhalb der Spanngliedkrümmung sollte nach (2) überprüft werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 11.5 — Maximale Querpressung auf dem Spannglied und zusätzliche Anforderungen

Fall	Maximale Querpressung auf dem Spannglied	Zusätzliche Anforderungen
Interne Spannglieder mit gewellten Hüllrohren	$p_{Rd} = 0{,}75 f_{cd} \leq 12$ MPa	–
Interne Spannglieder in einer U-förmigen Schlaufe mit Hüllrohr oder Rohr ohne relative Bewegung zwischen Spannglied und Hüllrohr (d. h. der unverschiebliche Punkt des Spannglieds während des Spannens liegt im Mittelpunkt der U-Form und wird nicht durch Ermüdungsbelastung beansprucht)	$p_{Rd} = 55$ MPa	siehe (3)
Externe Spannglieder mit glattem Rohr mit relativer Bewegung zwischen Spannglied und Hüllrohr	$p_{Rd} = 24$ MPa	Die Querpressung auf den Beton innerhalb der Rohrkrümmung muss nachgewiesen werden.

11.6.4 Verankerungen, Kopplungen und Umlenkstellen von Spanngliedern im nachträglichen Verbund

(1) Verankerungsvorrichtungen und Kopplungen für Spannglieder im nachträglichen Verbund sowie der Bereich unmittelbar um und vor der Spanngliedverankerung, in dem die Vorspannkraft auf den Beton übertragen wird, müssen darauf überprüft werden, dass der Mindestabstand, der Mindestrandabstand und die Bewehrung der lokalen Verankerungszone mit der technischen Dokumentation des Spannverfahrens in nachträglichem Verbund übereinstimmen.

(2) Der Bereich, in dem die Vorspannkraft über den gesamten Querschnitt des Bauteils verteilt wird, sollte unter Verwendung eines Stabwerkmodells nach 8.5 oder einer anderen geeigneten Darstellung bemessen werden.

(3) Wenn Spannglieder im nachträglichen Verbund in einem Querschnitt verankert werden, der abseits der Enden eines Bauteils liegt (z. B. an einer Baufuge, einer Lisene oder in einem Bauteilquerschnitt verankert), sollten im Allgemeinen Druckspannungen im gesamten Querschnitt in Richtung der verankerten Vorspannkraft unter häufiger Lastkombination vorliegen. Die Auswirkung des Verankerns oder Koppelns von mehreren Spanngliedern am oder nahe bei dem Mindestabstand zwischen Verankerungen oder Kopplungen in einem einzelnen Querschnitt auf die Dehnungsverteilung im Bauteil sollte beurteilt werden.

ANMERKUNG Eine lineare Dehnungsverteilung darf lokal nicht angenommen werden, wenn mehrere Spannglieder am oder nahe bei dem Mindestabstand in einem Einzelquerschnitt in einem Bauteil verankert oder gekoppelt sind. Es hat sich bewährt, wenn mindestens 25 % der Spanngliedkraft mit Bewehrung (parallel zum Spannglied) auf die Bauteilquerschnitte übertragen wird, die hinter der Verankerung oder der Kopplung liegen. Druckkräfte, die in hinter der Verankerung oder der Kopplung liegenden Bauteilquerschnitten einwirken, reduzieren die erforderliche Bewehrungsmenge.

11.7 Umlenkkräfte infolge von gekrümmten Zug- und Druckgurten

(1) Bei gekrümmten oder geknickten Zug- oder Druckgurten müssen die Auswirkungen der Umlenkkräfte berücksichtigt werden. Dieselben Festlegungen gelten für gekrümmte Spannglieder im nachträglichen Verbund in Nähe der Betonoberfläche.

(2) Umlenkkräfte im Gleichgewicht mit Querzugkräften, wie in Bild 11.17 dargestellt, sollten im Allgemeinen durch zusätzliche Querbewehrung aufgenommen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Falls keine besondere Querbewehrung zum Aufnehmen der Umlenkkräfte vorgesehen ist, muss nachgewiesen werden, dass die Umlenkkräfte infolge der Längsbewehrungskraft oder aufgrund eines gekrümmten Spannglieds im nachträglichen Verbund durch den zugbeanspruchten Beton aufgenommen werden können:

$$\frac{F_{\mathrm{td}}}{r \cdot c_{\mathrm{u}}} \leq \frac{0{,}125}{\gamma_{\mathrm{C}}} \sqrt{f_{\mathrm{ck}}} \tag{11.21}$$

Dabei ist

$c_{\mathrm{u}} = \min\{c_{\mathrm{s}}; 2\sqrt{3}(c_y + 0{,}5\phi)\}$;

c_{s} und c_{y} in Bild 11.3c) definiert.

Bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund muss ϕ durch ϕ_{D} ersetzt werden.

Bild 11.17 — Umlenkkräfte und Querzugkräfte in gekrümmten Bauteilen

(4) Im Fall von Übergreifungsstößen von gekrümmten Betonstahlstäben in Bereichen ohne Querbewehrung sollte die Interaktion zwischen Verbund und Querzugspannungen infolge von Umlenkkräften berücksichtigt werden durch:

$$\frac{\gamma_C \cdot 8 \cdot F_{\mathrm{td}}}{r \cdot c_u \cdot \sqrt{f_{\mathrm{ck}}}} + \frac{l_{\mathrm{sd}}}{l_{\mathrm{s}}} \leq 1 \tag{11.22}$$

Dabei ist

l_{s} die tatsächliche Übergreifungslänge;

l_{sd} der Bemessungswert der Übergreifungslänge.

Die Berechnung des Parameters c_{u} nach (3) sollte vorhandene zusätzliche Stäbe im Bereich des Stoßes berücksichtigen, die den Nettoabstand c_{s} möglicherweise verringern, wie in Bild 11.10a) dargestellt.

12 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Konstruktionsregeln

12.1 Allgemeines

(1) Die Regeln nach Abschnitt 12 dienen der baulichen Durchbildung von Betontragwerken und -bauteilen, so dass die den Regeln dieses Eurocodes zugrundeliegenden Annahmen für das Verhalten in Bezug auf die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und Robustheit erfüllt werden.

(2) Die bauliche Durchbildung von Bauteilen muss mit den verwendeten Bemessungsmodellen übereinstimmen.

(3) Die bauliche Durchbildung von Betonbauteilen muss unter Beachtung der Ausführbarkeit und der Betoniervorgänge erfolgen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Für alle Querschnitte muss ausreichende Bewehrung vorgesehen werden, um die Umhüllende der einwirkenden Schnittkräfte aufzunehmen. Dabei sindz. B. die Auswirkungen der Querkraft auf die Längsbewehrung zu berücksichtigen. Die Bewehrungsfläche in Zugzonen darf nicht kleiner als $A_{s,min}$ angesetzt werden.

(5) Für seilverspannte Bauteile dürfen die einschlägigen Regeln nach Anhang K angewendet werden.

12.2 Regeln für die Mindestbewehrung

(1) In Bauteilen, die als Teile von Stahlbetontragwerken bemessen werden, muss eine Mindestbewehrung $A_{s,min}$ vorgesehen werden, um:

a) eine Rissverteilung sicherzustellen und Kräfte aus Zwang aufzunehmen, sofern dies nicht ausdrücklich bei der Bemessung berücksichtigt wurde [(2) und (4)];

b) eine ausreichende Verformungsfähigkeit sicherzustellen, um zur Robustheit des Tragwerks beizutragen, damit alternative Kraftabtragungspfade möglich sind [(2) und (4)];

c) das Versagen infolge von unvorhergesehener Rissbildung zu vermeiden (3);

d) die Anwendbarkeit von Bemessungsmodellen nach Abschnitt 8 und Abschnitt 9 sowie Anhang G sicherzustellen;

e) die Ausführbarkeit sicherzustellen.

ANMERKUNG 1 Zusätzliche Regeln für die Begrenzung der Rissbreiten im SLS sind in 9.2.2 angegeben.

ANMERKUNG 2 Die Fläche der Mindestbewehrung $A_{s,min}$ kann Spannbewehrung und Betonstahlbewehrung einschließen, wenn sie im Verbund mit dem Beton liegen.

(2) Die Fläche der Mindestbewehrung $A_{s,min}$ muss einen Nennwert des Querschnittswiderstands aufweisen, der mindestens der Rissschnittgröße entspricht:

a) In Bauteilen mit beliebiger Querschnittsform, die auf Biegung mit oder ohne Normalkräfte beansprucht sind, muss Mindestbewehrung vorgesehen werden, so dass gilt:

$$M_{R,min}\,(N_{Ed}) \geq M_{cr}(N_{Ed}) \tag{12.1}$$

Dabei ist

$M_{R,min}$ der Biegewiderstand des Querschnitts mit $A_{s,min}$ bei vorhandener gleichzeitiger Normalkraft N_{Ed}. N_{Ed} darf aus dem Lastfall ermittelt werden, der den geringsten Druck im Bauteil ergibt;

M_{cr} das Rissmoment des Querschnitts bei vorhandener gleichzeitiger Normalkraft N_{Ed}, die auf Grundlage der Betonzugfestigkeit f_{ctm} nach Tabelle 5.1 berechnet werden darf.

Bei Querschnitten, die mit internen Spanngliedern ohne Verbund oder mit externen Spanngliedern vorgespannt sind, sollte der Beitrag der Spannglieder zu N_{Ed}, $M_{R,min}$ und M_{cr} unter Verwendung von $\sigma_{p,mt}(x)$ berechnet werden [siehe Gleichung (7.32)].

b) In Bauteilen mit reiner Zugkraft darf $A_{s,min}$ berechnet werden als:

$$A_{s,min} = A_c \cdot f_{ctm}/f_{yk} \tag{12.2}$$

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Für statisch bestimmte Bauteile und wenn keine Rissverteilung erforderlich ist, kann ein plötzlicher Einsturz nach Rissbildung für $M_{\mathrm{Ed}} < M_{\mathrm{cr}}(N_{\mathrm{Ed}})$ auch mit einer Mindestbewehrung verhindert werden, die für folgenden Widerstand bemessen ist:

$$M_{\mathrm{Rd,min}}(N_{\mathrm{Ed}}) = k_{\mathrm{dc}} \cdot M_{\mathrm{Ed}} \tag{12.3}$$

Dabei ist $M_{\mathrm{Rd,min}}$ der Bemessungswert des Biegewiderstands des Querschnitts bei vorhandener gleichzeitiger Normalkraft N_{Ed}, M_{Ed} das Biegemoment im ULS und k_{dc} ein Koeffizient, der von der Duktilitätsklasse der Bewehrung abhängig ist:

— $k_{\mathrm{dc}} = 1{,}3$ bei Duktilitätsklasse A;

— $k_{\mathrm{dc}} = 1{,}1$ bei Duktilitätsklasse B;

— $k_{\mathrm{dc}} = 1{,}0$ bei Duktilitätsklasse C.

Die berechnete Bewehrungsfläche braucht nicht größer angesetzt zu werden, als sich nach Gleichung (12.1) ergibt.

ANMERKUNG Die Verwendung von Gleichung (12.3) kann im SLS zu breiten Rissen führen.

(4) In Balken oder Platten, die Querkraft- oder Torsionsbewehrung erfordern, muss ein Mindestbewehrungsgrad $\rho_{\mathrm{w,min}}$ angeordnet werden. $\rho_{\mathrm{w,min}}$ sollte wie folgt berechnet werden:

$$\rho_{\mathrm{w,min}} = \frac{A_{\mathrm{sw,min}}}{s \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot \sin\alpha} \geq 0{,}08 \frac{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}}{f_{\mathrm{yk}}} \tag{12.4}$$

Dabei ist

$\rho_{\mathrm{w,min}}$ der Mindestbewehrungsgrad;

$A_{\mathrm{sw,min}}$ die Querschnittsfläche der Mindestquerkraftbewehrung innerhalb des Abstands s;

s der Abstand der Querkraftbewehrung, gemessen entlang der Bauteillängsachse;

b_{w} die Stegbreite des Bauteils;

α der Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der Bauteillängsachse.

Der Wert von $\rho_{w,\mathrm{min}}$ nach Gleichung (12.4) darf vermindert werden:

— um 10 %, wenn Bewehrung der Duktilitätsklasse B;

— um 20 %, wenn Bewehrung der Duktilitätsklasse C,

verwendet wird.

Gleichung (12.4) stellt sicher, dass das Querkraftmodell nach Abschnitt 8 gilt und das Bauteilverhalten ausreichend duktil ist. Wenn alternative Querkraftmodelle verwendet werden, können möglicherweise andere Werte angemessen sein.

(5) Bauteile, die eine geringere Längsbewehrung als $A_{\mathrm{s,min}}$ nach Abschnitt 12 aufweisen, müssen nach Abschnitt 14 bemessen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) Bei Bauteilen, bei denen Sprödbruchversagen infolge von Zugspannungen ausgeschlossen ist, wie z. B. Bauteile unter Druck und bei Bauteilen ohne tragende Funktion, dürfen (2) bis (5) unberücksichtigt bleiben.

(7) Die Verankerungen und Stöße der Mindestbewehrung müssen im Allgemeinen nach Abschnitt 11 für eine Bemessungsspannung von $\sigma_{sd} = f_{yd}$ bemessen sein. Bei Bewehrung, die ausschließlich konstruktiv vorgesehen ist, darf die Verankerungslänge unter der Voraussetzung reduziert werden, dass sie $\geq 10\phi$ hinter dem Auflagerrand verankert ist.

12.3 Balken

12.3.1 Allgemeines

(1) Die bauliche Durchbildung von Längs- bzw. Querbewehrung in Balken sollte den Anforderungen nach Tabelle 12.1(NDP) entsprechen.

ANMERKUNG Die Werte nach Tabelle 12.1(NDP) gelten, sofern ein Nationaler Anhang keine anderen Werte enthält.

Tabelle 12.1(NDP) — Anforderungen an die bauliche Durchbildung von Bewehrung in Balken

Beschreibung		Formel-zeichen	Anforderung
1	Mindestlängsbewehrung in den Querschnittsteilen, in denen Zug auftreten kann	$A_{s,min}$	12.2(2), siehe auch 12.2(3), 12.2(6)
2	Mindestquerkraft- und Mindesttorsionsquerbewehrung, soweit erforderlich. Die Mindesttorsionsquerbewehrung sollte für den vollständigen Umfang vorgesehen werden, einschließlich von Querschnittsteilen, die nicht zu den Bestandteilen des dünnwandigen Querschnitts gehören.	$\rho_{w,min}$	12.2(4)
3	Untere Mindestbewehrung an Zwischenauflagern zur Berücksichtigung von unvorhergesehenen Auswirkungen an Auflagern		$0{,}25\ A_{s,req\ span}$
4	Größter Längsabstand der Querkraftbewehrungselemente/Bügel[a]	$s_{max,l}$	$0{,}75d\ (1 + \cot\alpha)$
5	Größter Längsabstand von aufgebogenen Stäben[a]	$s_{max,bu}$	$0{,}6d\ (1 + \cot\alpha)$
6	Größter Querabstand der Schubschenkel[a]	$s_{max,tr}$	$0{,}75d \leq 600$ mm
7	Mindestquerkraftbewehrungsgrad in Form von Bügeln bezogen auf den erforderlichen Bewehrungsgrad (unter Berücksichtigung unvorhergesehener Auswirkungen, z. B. Verträglichkeitstorsion)	$\rho_{w,stir}$	$\geq 0{,}5\rho_{w,req}$
8	Mindestbewehrungsgrad der Torsionsquerbewehrung in Form geschlossener Bügel bezogen auf den erforderlichen Bewehrungsgrad	$\rho_{w,stir}$	$\geq 0{,}2\rho_{w,req}$
9	Größter Abstand für Torsionsquerbewehrungselemente/-bügel [u definiert in 8.3.2(2)]	$s_{max,stir}$	$u/8 \leq \min\{b; h\}$
10	Mindestfläche und Mindestabstand der Oberflächenlängsbewehrung in Balken mit einem Unterzug ≥ 600 mm zur Vermeidung grober Risse im SLS	$A_{s,web}$ $s_{max,l,surf}$	9.2.2(6) 300 mm

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

	Beschreibung	Formel-zeichen	Anforderung
11	Mindestquerbewehrung in Gurten (die Teile von Gurten, in denen Zug in Querrichtung auftreten kann)	$A_{\mathrm{st,min}}$	12.2(2) siehe 8.2.5, Bild 8.13
[a] Diese Abstände stimmen mit dem Querkraftmodell nach 8.2.3 überein. Wenn alternative Modelle verwendet werden, können alternative Abstände erforderlich sein.			

12.3.2 Längsbewehrung

(1) Für alle Querschnitte sollte ausreichende Bewehrung vorgesehen werden, um die Umhüllende der einwirkenden Zugkraft aufzunehmen. Dabei sind die Auswirkung der Querkraft in Stegen und Gurten und die Erfüllung der Anforderungen an die Mindestbewehrung eingeschlossen.

(2) Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung sollte die zusätzliche Zugkraft infolge der Querkraft N_{vd} entsprechend 8.2.3(8) berücksichtigt werden.

Alternativ sollte bei Bauteilen mit konstanter Höhe die Momentenkurve bei einem Versatzmaß a_{l} verschoben werden, entsprechend:

$$a_{\mathrm{l}} = z\,(\cot\theta - \cot\alpha)/2 \tag{12.5}$$

wie in Bild 12.1 dargestellt.

Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung darf angenommen werden:

$$a_{\mathrm{l}} = d \tag{12.6}$$

(3) Die Tragfähigkeit von Stäben innerhalb ihrer Verankerungslängen darf unter Annahme eines linearen Kraftverlaufs berücksichtigt werden, siehe Bild 12.1.

(4) Die erforderliche Zugbewehrung in Plattenbalkenquerschnitten darf über die wirksame Breite des Gurts verteilt werden oder ein Teil der Bewehrung darf über dem Steg konzentriert werden. Die Verteilungsbreite von außerhalb des Stegs angeordneter Zugbewehrung sollte um einen Betrag vergrößert werden, der ihrem Abstand vom Steg multipliziert mit $\cot\theta_{\mathrm{fl}}$ entspricht (siehe 8.2.5).

(5) Die Verankerungslänge eines aufgebogenen Stabs mit Beitrag zum Querkraftwiderstand sollte in der Zugzone mindestens $1{,}3l_{\mathrm{bd}}$ und in der Druckzone mindestens $0{,}7l_{\mathrm{bd}}$ betragen. Sie wird ab dem Schnittpunkt zwischen den Achsen des aufgebogenen Stabs und der Längsbewehrung gemessen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende

1 Hüllkurve von $M_{Ed}/z + 0{,}5N_{Ed}$
2 einwirkende Zugkraft F_s
3 aufnehmbare Zugkraft F_{Rs}

Bild 12.1 — Darstellung der Staffelung der Längsbewehrung in Bauteilen mit konstanter Höhe unter Berücksichtigung der Auswirkung von Querkraft und der Tragfähigkeit der Bewehrung innerhalb der Verankerungslängen

(6) Die untere Bewehrung an Zwischenauflagern sollte mindestens mit 10ϕ in das Auflager geführt werden, wenn keine Zugkraft in der Bewehrung vorliegt. Im Fall, dass Zug infolge von Auflagersetzungen, außergewöhnlichen Einwirkungen oder aufgrund anderer Gründe auftreten könnte, sollte die Bewehrung für eine angemessene Tragfähigkeit und Kontinuität baulich durchgebildet sein.

(7) Jede in der Tragfähigkeitsberechnung berücksichtigte Längsdruckbewehrung sollte durch Querbewehrung mit einem Stababstand umschnürt werden, der nicht größer ist als die Grenzwerte nach Tabelle 12.3(NDP) und 12.6(3).

12.3.3 Querkraft- und Torsionsbewehrung

(1) Die Querkraftbewehrung darf aus einer Kombination folgender Bewehrungen bestehen:

— Bügel/Bügelschenkel, die die Längszugbewehrung und die Druckzone umfassen nach Bild 12.2a) und Bild 12.2b);

— aufgebogene Stäbe;

— Körbe, Leitern usw., die die Längsbewehrung nicht umschließen, aber ausreichend in der Druck- und Zugzone nach Bild 12.2c) und Bild 12.2d) verankert sind (Querkraftzulagen);

— durchlaufende Bügel (Wendeln);

— Kopfstäbe nach Bild 12.2e).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Auch wenn auf Grundlage der Querkraftbemessung keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, sollte eine Mindestquerkraftbewehrung nach 12.2(4) vorgesehen werden. Auf eine Mindestquerkraftbewehrung darf in Bauteilen von untergeordneter Bedeutung verzichtet werden (z. B. bei Stürzen mit Stützweiten ≤ 2,0 m), die nicht zur Gesamttragfähigkeit und Gesamtstabilität des Tragwerks beitragen.

(3) Die Querkraftbewehrung muss die Zugbewehrung umfassen oder muss an einem Ende in der Zugzone und am anderen Ende in der Druckzone wirksam verankert sein. Bügel und Querkraftbewehrung sollten üblicherweise mittels Winkelhaken, Haken, Köpfen oder angeschweißter Querbewehrung verankert werden, siehe Bild 12.2. Ein Längsstab mit einem Durchmesser von mindestens dem Durchmesser des Bügelschenkels sollte an jeder Ecke des Bügels und im Inneren von Endhaken vorgesehen werden.

(4) Das Schließen von Bügeln nach Bild 12.2f), Bild 12.2g) und Bild 12.2h) darf in der Zug- und Druckzone eines Querschnitts erfolgen. Die Verankerung von einschnittigen Bügelschenkeln oder von offenen Bügeln nach Bild 12.2b) bis Bild 12.2d) sollte in der Druckzone des Bauteils angeordnet werden. Schweißstellen sollten nach 5.2.3 ausgeführt werden und eine Schweißnahttragfähigkeit nach 11.4.7 aufweisen.

(5) Kopfstäbe nach Bild 12.2e) sollten nach 11.4.6 bemessen werden.

a) Mit standardmäßigem Haken | **b) Mit 90°-Winkelhaken** | **c) Mit 2 angeschweißten Querstäben** | **d) Mit 1 angeschweißtem Querstab** | **e) Mit Kopf**

f) Bügel mit 135°-Haken | **g) Bügel mit 90°-Winkelhaken** | **h) Geschlossene, mit 90° gebogene Steckbügel**

Legende
$s \geq \max\{2\phi; 20\text{ mm}\}$ und ≤ 50 mm
$a \geq 10$ mm
$c \geq \max\{3\phi; 50\text{ mm}\}$

Bild 12.2 — Verankerung von Bügelschenkeln a) bis e) und Schließen von Bügeln f) bis h)

(6) Stöße von Bügelschenkeln einer Querkraftbewehrung dürfen verwendet werden, sofern sie das Fließen des Bügels ermöglichen [siehe Bild 12.3d)]. Stöße müssen nach 11.5 für $\sigma_{sd} = 1{,}2 f_{yd}$ bemessen sein.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(7) Wenn das in der Berechnung angenommene statische Gleichgewicht abhängig vom Torsionswiderstand der Bauteile eines Tragwerks ist, muss die Torsionsbewehrung den Regeln nach 12.3.3(7) und Bild 12.3 entsprechen und den gesamten Querschnitt umfassen. Wenn Torsion ausschließlich infolge von Verträglichkeit auftritt und das Gleichgewicht des Tragwerks nicht vom Torsionswiderstand abhängig ist, muss eine Mindesttorsionsquerbewehrung nach Tabelle 12.1(NDP) vorgesehen werden.

(8) Torsionsbügel müssen geschlossen und mittels Übergreifung oder mittels Haken an den Enden verankert werden (siehe Bild 12.3). Sie sollten dabei einen Winkel aufweisen, der um nicht mehr als 10° von dem idealen Winkel von 90° zur Bauteilachse abweicht. Im Fall von unterschiedlichen Neigungen sollte Torsionsbewehrung unter Verwendung geeigneter Spannungsfelder bemessen werden.

a) b) c) d)

a) Geschlossener Bügel mit ≥ 135° Haken

b) Geschlossener Bügel mit 90°-Haken

c) Offene Steckbügel, die durch Querbewehrung im Gurt geschlossen werden

d) Steckbügel, die durch Stöße in Höhe der Gurte geschlossen sind, wobei l_{sd} für $1{,}2f_{yd}$ zu bemessen ist

ANMERKUNG Die Alternative b2) hat eine vollständige Übergreifungslänge l_{sd} entlang der kürzesten Seite.

Bild 12.3 — Beispiele für Formen von Torsionsbügeln

(9) In jeder Ecke sollte mindestens ein Längsstab angeordnet werden. Weitere Längsstäbe sind gleichmäßig über den Umfang innerhalb der Bügel mit dem zulässigen Maximalabstand nach Tabelle 12.1(NDP) verteilt.

12.3.4 Aufhängebewehrung bei indirektem Auflager

(1) Wenn aufgebrachte Lasten in einer Weise eingeleitet werden, die lokale Zugspannungen im stützenden Bauteil nach 8.2.1(9) hervorrufen, sollte die zusätzliche Aufhängebewehrung aus Bügeln oder Schenkeln (stirrups, links) bestehen, die die Hauptbewehrung des stützenden/gestützten Bauteils umschließen, je nachdem welches Bauteil das tieferliegende ist, sofern kein Nachweis ohne Aufhängebewehrung mit einem geeigneten Spannungsfeldmodell möglich ist. Die Bügel/Schenkel dürfen sich innerhalb des den beiden Balken gemeinsamen Kreuzungsbereichs befinden oder auch außerhalb dieses Kreuzungsbereichs verteilt sein, sofern ein konsistentes Stabwerkmodell angewendet wird.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

12.4 Platten

12.4.1 Allgemeines

(1) Die bauliche Durchbildung von Bewehrung in Platten sollte den Anforderungen nach Tabelle 12.2(NDP) entsprechen.

ANMERKUNG Die empfohlenen Werte nach Tabelle 12.2(NDP) gelten, sofern ein Nationaler Anhang keine anderen Werte enthält.

Tabelle 12.2(NDP) — Anforderungen an die bauliche Durchbildung von Bewehrung in Platten

	Beschreibung	Formel-zeichen	Anforderung
1	Mindestlängsbewehrung in den Querschnittsteilen, in denen Zugkraft auftreten kann	$A_{s,min}$	12.2(2) siehe auch 12.2(3), (6)
2	Mindestquerkraftbewehrung, wenn erforderlich	$\rho_{w,min}$	12.2(4) 12.4.2(3)
3	Mindestquerbewehrung[a]		$0{,}2A_{s,req,span}$[c]
4	Untere Mindestlängsbewehrung an Zwischenauflagern zur Berücksichtigung unvorhergesehener Auswirkungen an Auflagern		$0{,}25A_{s,req,span}$[c]
5	Untere Mindestlängsbewehrung an Endauflagern		$0{,}5A_{s,req,span}$[c] $\geq A_{s,min}$
6	Obere Mindestbewehrung an Endauflagern in Gebäuden, , an denen eine nicht berücksichtigte Teileinspannung auftreten kann. Diese Bewehrung sollte eine minimale Länge von $0{,}2l_{span}$ ab Endauflagerrand aufweisen.		$0{,}25A_{s,req,span}$[c] (aber $\geq A_{s,min}$ nach 12.2(2))
7	Größter Abstand von Stäben in der Betonzugzone	$s_{max,slab}$	$3h \leq 400$ mm
8	Größter Längsabstand der Querkraftbewehrungselemente/Bügel	$s_{max,l}$	$0{,}75d \cdot (1 + \cot\alpha)$
9	Größter Längsabstand von aufgebogenen Stäben	$s_{max,bu}$	d
10	Größter Querabstand von Schubschenkeln[b]	$s_{max,tr}$	$1{,}5d$
11	Entlang eines freien (ungestützten) Randes sollte eine Platte gewöhnlich Längs- und Querbewehrung enthalten, allgemein angeordnet nach Bild 12.4, um die Torsionsmomente in Randnähe aufzunehmen.		

[a] In einachsig gespannten Plattenbereichen ist zur Sicherstellung einer lokalen Mindestumlagerungsfähigkeit von Zugkräften quer zur Stützweite ist eine Querbewehrung anzuordnen.

[b] Diese Abstände stimmen mit dem Querkraftmodell nach 8.2.3 überein. Wenn alternative Modelle verwendet werden, können alternative Abstände erforderlich sein.

[c] $A_{s,req\ span}$ ist die erforderliche Bewehrung für positive Biegemomente in der Stützweite.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

Bild 12.4 — Randbewehrung einer Platte

(2) Jede in der Tragfähigkeitsberechnung eingeschlossene Längsdruckbewehrung sollte durch Querbewehrung nach 12.7(3) umschnürt werden.

(3) Wenn das Abheben der Platte an einer Ecke behindert ist, muss eine geeignete Bewehrung vorgesehen werden.

(4) Bei Platten mit Höhenversprüngen auf der Zugseite sollte die Zugbewehrung wie in Bild 12.6 oder alternativ unter Anwendung von 8.5 baulich durchgebildet werden.

Bild 12.5 — Beispiel für die bauliche Durchbildung der Bewehrung bei Platten mit Höhenversprüngen auf der Zugseite und ohne Querkraftbewehrung

12.4.2 Querkraftbewehrung

(1) Querkraftbewehrung nach 12.2.3(1) darf verwendet werden.

(2) Eine Platte, in der Querkraftbewehrung mit Bügeln, Bügelschenkeln oder Kopfstäben vorgesehen ist, sollte eine Höhe h von mindestens 200 mm oder mit aufgebogenen Stäben von mindestens 160 mm aufweisen.

(3) Auf die Mindestquerkraftbewehrung nach 12.2(4) darf bei Voll-, Rippen- oder Hohlplatten, in denen eine Lastumlagerung in Querrichtung möglich ist, verzichtet werden.

(4) Querkraftbewehrung sollte konstruktiv so durchgebildet sein, dass alle außer den äußersten Lagen der Bewehrung, wie in Bild 12.7 dargestellt, umschlossen werden.

(5) In Platten mit $\tau_{Ed} \leq 0{,}08 f_{cd}$ darf die Querkraftbewehrung vollständig aus aufgebogenen Stäben oder Querkraftzulagen bestehen.

(6) Der Durchmesser der Querkraftbewehrungsschenkel ϕ_{sw} darf einen Höchstwert nach 12.5.1(3) nicht überschreiten.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

12.5 Platten-Stützen-Verbindungen und Stützenfundamente

12.5.1 Durchstanzbewehrung

(1) Falls Durchstanzbewehrung erforderlich ist (siehe 8.4), dürfen die folgenden Bewehrungsarten angeordnet werden, um den Durchstanzwiderstand zu erhöhen:

— Bügel [Bild 12.7a)] mit Verankerung nach Bild 12.2a) oder Bild 12.2b);

— Doppelkopfbolzen [Bild 12.7b)] mit Verankerung nach Bild 12.2e);

— aufgebogene Stäbe [Bild 12.7c)];

— einschnittige Bügelschenkel [Bild 12.7d)] mit Verankerung nach Bild 12.2a) oder Bild 12.2b).

a) Bügel
b) Doppelkopfbolzen
c) Aufgebogene Stäbe
d) Einschnittige Bügelschenkel

Legende
1 Auflagerachse
2 Druckzone

Bild 12.6 — Beispiele für Querkraft- und Durchstanzbewehrung in Flachdecken

(2) Wenn Durchstanzbewehrung erforderlich ist, sollte diese zwischen der Lasteinleitungsfläche/Stütze A_{load} und $0{,}5d_{\text{v,out}}$ innerhalb des äußeren Bemessungsrundschnitts angeordnet werden, an dem keine Querkraftbewehrung mehr erforderlich ist (siehe Bild 8.24). Wenn Bügel, Bügelschenkel oder Doppelkopfbolzen vorgesehen sind, sollte die Durchstanzbewehrung entlang von mindestens zwei Umfangsreihen eingebaut werden. Bei aufgebogenen Stäben, die nach Bild 12.8 verankert sind, darf eine Umfangsreihe als ausreichend angesehen werden. Der Abstand der Durchstanzbewehrung in radialer und tangentialer Richtung muss die Anforderungen nach Bild 12.8 erfüllen.

Der tangentiale Abstand der Durchstanzbewehrung, die in einem Abstand $\leq 2d_{\text{v}}$ vom Stützenrand angeordnet ist, sollte $1{,}5d_{\text{v}}$ nicht überschreiten [siehe Bild 12.8c)].

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Radialabstandsregeln für Flachdecken

b) Radialabstandsregeln für Stützenfundamente

c) Tangentialabstandsregeln

Legende

a innerhalb 2*d*
b außerhalb 2*d*
1 radiale Anordnung
2 orthogonale Anordnung

Bild 12.7 — Abstände von Durchstanzbewehrung

ANMERKUNG Bild 12.8a) und Bild 12.8b) stellen die Lage des vertikalen Schenkels der Durchstanzbewehrung vereinfacht ohne Verankerungselemente dar.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Die größte wirksame Fläche eines Schenkels der Durchstanzbewehrung sollte auf die eines Stabs mit dem Durchmesser $\phi_{\mathrm{w,max}}$ begrenzt sein:

— für einschnittige Bügelschenkel und offene Bügel: $\phi_{\mathrm{w,max}} = 10\sqrt{d/200}$;

— für geschlossene Bügel oder Stäbe mit ähnlicher Verankerung: $\phi_{\mathrm{w,max}} = 11\sqrt{d/200}$;

— für aufgebogene Stäbe und Kopfbolzen: $\phi_{\mathrm{w,max}} = 16\sqrt{d/200}$.

(4) Aufgebogene Stäbe, die die Lasteinleitungsfläche kreuzen oder in einem Abstand von höchstens $0{,}25d$ zu dieser Fläche liegen, dürfen als Durchstanzbewehrung verwendet werden [siehe Bild 12.8a)]. Bei einzelnen aufgebogenen Stäben muss die auf die Horizontale projizierte Länge der Stäbe für den Wert von s_{r} zur Berechnung von ρ_{sw} verwendet werden.

12.5.2 Robustheitsbewehrung gegen das fortschreitende Versagen von Flachdecken

(1) Bei Gebäuden der CC2 (siehe prEN 1990) und höher, sollte eine Robustheitsbewehrung von mindestens zwei Stäben in jeweils orthogonaler Richtung an allen Stützen ohne Durchstanzbewehrung bzw. mit einer Durchstanzbewehrung, die die Anforderungen nach (2) nicht erfüllt, vorgesehen werden.

Diese Stäbe sollten:

— der Duktilitätsklasse B oder C angehören;

— in der Stütze verankert oder über der Stütze durchlaufend sein; und

— auf der Druckseite der Platte innerhalb der vertikalen Stützenbewehrung angeordnet sein.

Für eine ausreichende Robustheit sollten diese für den folgenden Widerstand bemessen sein:

$$V_{\mathrm{Rd,int}} = \sum A_{\mathrm{s,int}} \cdot f_{\mathrm{yd}} \cdot k_{\mathrm{int}} \geq V_{\mathrm{Ed}} \tag{12.7}$$

Dabei ist

V_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft für die außergewöhnliche Bemessungssituation;

$A_{\mathrm{s,int}}$ die Summe der Querschnitte aller Bewehrungsstäbe, die einen Stützenrand kreuzen (derselbe Stab darf doppelt gezählt werden, wenn er durch die Stütze durchläuft und auf beiden Seiten außerhalb der Stützenränder verankert ist);

k_{int} ein Koeffizient gleich:

— 0,37 bei Stäben der Duktilitätsklasse B;

— 0,49 bei Stäben der Duktilitätsklasse C.

(2) Die Robustheitsbewehrung nach (1) sollte auch in Platten mit Durchstanzbewehrung vorgesehen werden, wenn:

$$V_{\mathrm{Rd,w,int}} = \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} \cdot \sin\alpha_{\mathrm{w}} \cdot b_0 \cdot d_{\mathrm{v}} \leq V_{\mathrm{Ed}} \tag{12.8}$$

Dabei ist der Durchstanzbewehrungsgrad ρ_{w} in 8.4.4 festgelegt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

In diesem Fall sollte die Robustheitsbewehrung nach Gleichung (12.7) bemessen werden, wobei V_{Ed} durch $V_{\mathrm{Ed}} - V_{\mathrm{Rd,w,int}}$ ersetzt werden darf.

12.6 Stützen

(1) Die bauliche Durchbildung der Längs- und Bügelbewehrung von Stützen muss den Anforderungen nach Tabelle 12.3(NDP) entsprechen.

ANMERKUNG Die empfohlenen Werte nach Tabelle 12.3(NDP) gelten, sofern ein Nationaler Anhang keine anderen Werte vorgibt.

(2) Alle Längsstäbe oder Stabbündel an einer Ecke müssen durch Querbewehrung umfasst werden.

(3) Kein Stab innerhalb einer Druckzone mit einer Stauchung größer als 2 ‰ sollte weiter als 150 mm von einem gehaltenen Stab entfernt sein. Für eine erforderliche zusätzliche Querbewehrung zu der nach Tabelle 12.3(NDP) geforderten nur zur Rückhaltung eines weiteren Längsstabs, darf der Höchstabstand nach Tabelle 12.3(NDP) verdoppelt werden.

(4) Wenn Längsstäbe um mehr als 5° ($\tan\theta \approx 1/12$) in Bezug auf die Stützenachse abgebogen werden, sollten die erzeugten Querzugkräfte durch Querbewehrung basierend auf einem Stabwerkmodell oder Spannungsfeldmodell aufgenommen werden.

Tabelle 12.3(NDP) — Anforderungen an die bauliche Durchbildung von Bewehrung in Stützen

	Beschreibung	Formelzeichen	Anforderung
1	Mindestmenge an Längsbewehrung für die Robustheit und um das Risiko von Druckfließen der Bewehrung infolge von Kriechen und Schwinden im SLS zu vermeiden Wenn die gesamte Längsbewehrung vorgespannt ist, darf der Grenzwert $0{,}1N_{\mathrm{Ed}}/f_{\mathrm{yd}}$ vernachlässigt werden.	$A_{\mathrm{s,min,long}}$	$\max\left\{0{,}1\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{yd}}};0{,}002A_{\mathrm{c}}\right\}$
2	Mindestanzahl an Längsstäben[a]: — polygonaler Querschnitt — Kreisquerschnitt	$n_{\mathrm{min,l}}$	 1 an jeder Ecke mit einem Abstand ≤ 200 mm 6 gleichmäßig verteilt mit einem Abstand ≤ 200 mm
3	Maximaler Längsabstand der Querbewehrung (Bügel, Wendel) bei Stützen mit den Maßen h und b: — Zwischenbereich zwischen den beiden Endbereichen[b] — Zwischenbereich zwischen den beiden Endbereichen, wenn Längsstäbe nicht für den Stützenwiderstand berücksichtigt werden — Endbereiche, über eine Länge gleich der größeren Stützenquerschnittsabmessung. Bei Beton mit $f_{\mathrm{ck}} > 50$ MPa muss die Querbewehrung eine Mindestumschnürung von $k \cdot f_{\mathrm{cd}}$ nach 8.1.4, Gleichung (8.7), sicherstellen[d] — im Bereich von Übergreifungsstößen von $\phi_{\mathrm{l}} \geq 14$ mm	$s_{\max}$	 $15\phi_{\mathrm{max,l}}$[c] $\leq \min\{h; b; 300\text{ mm}\}$ $\min\{h; b; 400\text{ mm}\}$ $0{,}6s_{\mathrm{max.col}}$ $0{,}6s_{\mathrm{max.col}}$
4	Mindeststabdurchmesser für Querbewehrung (Stäbe in Bügeln, Drähte in geschweißten Betonstahlmatten)	$\phi_{\mathrm{min,trans}}$	$\geq 0{,}25\phi_{\mathrm{max,l}}$[a]

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Beschreibung	Formel-zeichen	Anforderung
a Für die Ausführbarkeit sollte der Durchmesser der Längsstäbe $\phi_{,\max,l}$ mindestens 12 mm betragen.		
b Wenn alle Stäbe vorgespannt sind, darf ein Abstand von min{h; b; 300 mm} verwendet werden.		
c $\phi_{,\max,l}$ – maximaler Durchmesser der Längsstäbe.		
d Diese Anforderung dient dazu, ein Mindestmaß an Duktilität für Stützen mit höherer Betonfestigkeit vorzusehen. $k = 0{,}02$ sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein abweichender Wert angegeben ist.		

12.7 Wände und wandartige Träger

(1) Für Wände mit überwiegender Biegung quer zur Scheibenrichtung gelten die Regeln für Platten (siehe 12.3).

(2) Die bauliche Durchbildung von vertikaler, horizontaler und orthogonal zur Oberfläche liegender Bewehrung in Wänden muss den Anforderungen nach Tabelle 12.4(NDP) entsprechen.

ANMERKUNG Die empfohlenen Werte nach Tabelle 12.4(NDP) gelten, sofern ein Nationaler Anhang keine anderen Werte angibt.

Tabelle 12.4(NDP) — Anforderungen an die bauliche Durchbildung von Bewehrung in Wänden und wandartigen Trägern

	Beschreibung	Formel-zeichen	Anforderung
1	Mindestmenge an vertikaler Bewehrung (jede Seite): — wenn das Bauteil durch Normal- und Schubspannungen in Scheibenrichtung beansprucht wird und nach 8.5 oder Anhang G bemessen/nachgewiesen wurde — wenn das Bauteil ausschließlich durch vertikalen Druck in Scheibenrichtung und Biegung aus der Scheibenrichtung beansprucht wird	$A_{s,\min,v}$	$0{,}25A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ $0{,}001A_c$
2	Mindestmenge an horizontaler Bewehrung (jede Seite): — wenn das Bauteil durch Normal- und Schubspannungen in Scheibenrichtung beansprucht wird und nach 8.5 oder Anhang G bemessen/nachgewiesen wurde — wenn das Bauteil ausschließlich durch vertikalen Druck in Scheibenrichtung und Biegung aus der Scheibenrichtung beansprucht wird	$A_{s,\min,h}$	$0{,}25A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ $0{,}25A_{s,v}$
3	Maximaler Abstand der vertikalen Bewehrung		min{$3h$[a]; 400 mm}
4	Maximaler Abstand der horizontalen Bewehrung		400 mm
5	Maximaler Abstand der orthogonal zur Oberfläche liegenden Querbewehrung, wenn $A_{s,v}$ größer als $0{,}02A_c$ ist und als Druckbewehrung berücksichtigt wird (der Endbereich wird mit $\geq 4h$ angesetzt[a])		siehe 12.6.
a h – Wanddicke			

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Wenn die Längsbewehrung als Druckbewehrung im ULS berücksichtigt und außerhalb der horizontalen Bewehrung angeordnet wird, sollte eine Mindestanzahl von Bügeln mit 4 Schenkeln je m² Wandfläche senkrecht zur Oberfläche vorgesehen werden, es sei denn, geschweißte Stahlmatten bzw. Stäbe mit Durchmesser $\phi \leq 16$ mm werden mit einer Betondeckung größer als 2ϕ verwendet.

12.8 Gründungen

(1) Bei der konstruktiven Durchbildung von Gründungen müssen mögliche Abweichungen in der Geometrie und der Anordnung von Pfählen, sowie der Lagerung auf Fels oder Boden angemessen berücksichtigt werden.

(2) Die Hauptzugbewehrung in Pfahlkopfplatten darf unter Verwendung von Stabwerkmodellen nach 8.5 oder auch auf Biegung und Querkraft bemessen werden, wobei die Gründung als Platte berücksichtigt wird, wenn die Hauptbewehrung in Pfahlnähe:

— nach 8.2(11) oder 8.2.3(8) bemessen ist; und

— innerhalb der Breite b_s nach Bild 12.9a) angeordnet ist.

In dem vom Pfahlquerdruck eingefassten Bereich nach Bild 12.9a) darf die Verankerungslänge der Hauptbewehrung nach 11.4.2(5) reduziert werden.

Die Hauptbewehrung senkrecht zu den freien Rändern außerhalb der Breiten b_s darf auch aktiviert werden, wenn die vertikale Komponente der entsprechenden Druckstreben durch das System nach Bild 12.9b) auf die Pfähle übertragen werden kann.

a) Definition der Breite b_s

b) Lastabtrag mit aufgebogener Hauptbewehrung außerhalb der Breiten b_s als Aufhängebewehrung

c) Definition der Verankerungszonen mit oder ohne Umschnürung infolge des Pfahldrucks

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende

1 Hauptbewehrung in der Breite b_s und hinter dem Pfahl verankert
2 Hauptbewehrung außerhalb der Breite b_s
3 Querkraft aufnehmende Druckstreben
4 aufgebogener Teil der Hauptbewehrung, der als Aufhängebewehrung wirkt
5 Verankerung der Aufhängebewehrung
6 Verankerungszone der Hauptbewehrung mit Umschnürung infolge des Pfahldrucks
7 Verankerungszone ohne Umschnürung infolge des Pfahldrucks

Bild 12.8 — Verankerung der Hauptbewehrung in Pfahlkopfplatten

(3) Die Hauptbewehrung in Einzelfundamenten und Pfahlkopfplatten ohne Querkraftbewehrung sollte unter Berücksichtigung der konzentrierten Druckzone und des resultierenden reduzierten Hebelarms der Schnittkräfte unter der Stütze nach Bild 12.10a) und Bild 12.10b) bemessen werden. Der Anstieg der Betonfestigkeit in vertikaler Richtung unter der Stütze aufgrund der Umschnürung nach 8.4 darf berücksichtigt werden. Ohne genaueren Nachweis darf eine Betonfestigkeit in horizontaler Richtung unter der Stütze von bis zu $1{,}25 f_{cd}$ berücksichtigt werden.

a) Druckfeld infolge von Schub

b) Konzentration der Druckzone unter der Stütze und resultierender reduzierter Hebelarm *z*

Bild 12.9 — Konzentrierte Druckzonen in Pfahlkopfplatten und Einzelfundamenten

(4) Oberfläche und Seiten von Pfahlkopfplatten und Einzelfundamenten dürfen ohne Oberflächenbewehrung bemessen werden, wenn kein Zug in diesen Bereichen auftritt.

12.9 Zugankersysteme für die Robustheit von Gebäuden

12.9.1 Allgemeines

(1) Tragwerke erfordern ein für die Versagensfolgen angemessenes Niveau an Robustheit. Tragwerke mit üblichen Versagensfolgen sollten ein geeignetes Zugankersystem aufweisen, um nach lokalem Schaden ein fortschreitendes Versagen mit alternativen Lastabtragungspfaden zu verhindern.

(2) Wenn keine genauere Berechnung erfolgt, sollten folgende Zuganker vorgesehen werden:

a) Ringzuganker;

b) innen liegende Zuganker;

c) horizontale Stützen- und Wandzuganker;

d) vertikale Stützen- und Wandzuganker.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Wird ein Bauwerk durch Dehnfugen in unabhängige Tragwerksabschnitte unterteilt, sollte jeder Abschnitt ein unabhängiges Zugankersystem aufweisen.

(4) Für die Bemessung der Zuganker darf angenommen werden, dass die Bewehrung mit ihrer charakteristischen Festigkeit wirkt. Die Zugankerbewehrung muss in der Lage sein, die in den nachstehenden Unterabschnitten definierten Kräfte aufzunehmen. Es muss Bewehrung der Duktilitätsklassen B oder C verwendet werden.

(5) Für andere Zwecke vorgesehene Bewehrung in Stützen, Wänden, Balken und Decken darf teilweise oder vollständig für diese Zuganker angerechnet werden.

12.9.2 Auslegung von Zugankern

12.9.2.1 Ringzuganker

(1) In jeder Decken- und Dachebene eines Tragwerks sollte ein wirksam durchlaufender Ringzuganker nach Tabelle 12.5(NDP) innerhalb eines Randabstands von 1,2 m vorgesehen werden. Der Ringzuganker darf Bewehrung einschließen, die als Teil des innen liegenden Zugankers eingesetzt wird.

12.9.2.2 Innen liegende Zuganker

(1) Innen liegende Zuganker sollten in jeder Decken- und Dachebene in zwei zueinander annähernd rechtwinkligen Richtungen angeordnet werden. Sie sollten über ihre gesamte Länge wirksam durchlaufend und an jedem Ende an den Ringzugankern verankert sein, es sei denn, sie sind durchlaufend als horizontale Zuganker zu Stützen oder Wänden ausgeführt.

(2) Die innen liegenden Zuganker dürfen insgesamt oder teilweise gleichmäßig verteilt in den Deckenscheiben oder zusammengefasst in Balken, Wänden bzw. anderen geeigneten Lagen angeordnet werden. In Wänden sollten sie innerhalb von 0,5 m über oder unter den Deckenscheiben liegen.

(3) Die innen liegenden Zuganker sollten in jeder Richtung einen Bemessungswert der Zugkraft nach Tabelle 12.5(NDP) aufnehmen können.

12.9.2.3 Horizontale Stützen- und/oder Wandzuganker

(1) Stützen und Außenwände sollten in jeder Decken- und Dachebene horizontal am Tragwerk verankert werden.

(2) Die Zuganker sollten eine Zugkraft t_{fac} je Meter Wand aufnehmen können. Für Stützen braucht die aufnehmbare Kraft den Wert T_{col} nicht zu überschreiten. Verbindungen zwischen Stützen und/oder Wänden und dem Tragwerk auf jeder Decken- und Dachebene müssen – ohne die günstigen Auswirkungen externer Lasten – die festgelegten Zugankerkräfte übertragen können.

(3) Eckstützen sollten in zwei Richtungen verankert werden. Die für den Ringzuganker vorhandene Bewehrung im Verbund und ohne Verbund darf in diesem Fall für den horizontalen Zuganker angerechnet werden.

12.9.2.4 Vertikale Zuganker

(1) Wenn eine Stütze oder Wand an ihrem untersten Ende nicht durch eine Gründung, sondern durch ein anderes Bauteil gestützt wird (z. B. durch einen Balken oder eine Platte), sollte ein außergewöhnlicher Ausfall dieses Bauteils bei der Bemessung berücksichtigt und ein geeigneter alternativer Lastabtragungspfad vorgesehen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

12.9.3 Erforderliche Widerstände für Zuganker

(1) Zuganker (siehe Bild 12.11) sollten eine in Tabelle 12.5(NDP) angegebene Zugkraft aufnehmen können.

ANMERKUNG Die empfohlenen Werte nach Tabelle 12.5(NDP) gelten, sofern ein Nationaler Anhang keine anderen Werte enthält.

Tabelle 12.5(NDP) — Widerstand von Bewehrung in Zugankern

Beschreibung		Symbol	Anforderung
1	Ringzuganker	T_p	EN 1991-1-7
2	Innen liegende Zuganker	T_i	EN 1991-1-7
3	Vertikale Zuganker	T_v	EN 1991-1-7
4	Horizontale Wandzuganker	t_{fac}	≥ 20 kN/m
5	Horizontale Stützenzuganker	T_{col}	≥ 150 kN

Legende
1 Ringzuganker
2 innen liegender Zuganker
3 horizontaler Stützen- oder Wandzuganker

Bild 12.10 — Zuganker für die Robustheit

12.10 Auflager, Lager und Bewegungsfugen

(1) Auflager und Lager müssen für die maßgebenden Einwirkungen bemessen und konstruktiv durchgebildet werden (Lasten, Bewegungen, Rotationen), um die korrekte Lage der Auflagerreaktion in Übereinstimmung mit dem Bemessungsmodell unter Berücksichtigung der Maßabweichungen sicherzustellen.

(2) Bei Auflagern und Lagern, die Bewegungen zulassen, sollte die Verschiebung der Auflagerreaktion bei der Bemessung der benachbarten Bauteile berücksichtigt werden.

(3) Bei Auflagern, bei denen weder Bewegungen noch Rotation ohne Überwindung erheblicher Behinderungen möglich sind, müssen Einwirkungen infolge von behinderten Bewegungen benachbarter Bauteile (elastisch, Kriechen, Schwinden, Temperatur) und fehlerhaftem Ausrichten, Lotabweichungen usw. bei der Bemessung dieser Bauteile berücksichtigt werden.

(4) Die Festlegung von Position und Abmessung von Auflagern und Lagern sowie die bauliche Durchbildung der Bewehrung in stützenden und gestützten Bauteilen müssen die wirksame Übertragung der Kräfte sicherstellen, die verträglich mit den angenommenen Auswirkungen von Einwirkungen in den Bauteilen und

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

in den entsprechenden Knoten von Spannungsfeldern oder Stabwerkmodellen sind, siehe Bild 8.28. Zuganker in Form von aufgebogenen Stäben sollten den Knoten wirksam umschließen.

(5) Die Nennlänge a_1 eines einfachen Auflagers oder Lagers, wie in Bild 12.12 dargestellt, sollte konstruktiv durchgebildet werden, unter Berücksichtigung:

— der Netto-Länge des Auflagers oder Lagers a_1 mit Bezug auf die Tragfähigkeit nach (6);

— der erwarteten Bewegungen, soweit zutreffend;

— der Randabstände von gestützten oder stützenden Bauteilen, die beispielsweise infolge der Möglichkeit von Abplatzen oder Abbrechen oder infolge von nicht verträglicher Steifigkeit als unwirksam angesehen werden dürfen;

— die Vorhaltemaße für Maßabweichungen Δa_2 und Δa_3 in Geometrie und Lage der gestützten und stützenden Bauteile.

Die bauliche Durchbildung von Bauteilen und Auflagern sollte die folgenden Bedingungen berücksichtigen, siehe Bild 12.12:

— $d_i = c_i + \Delta a_i$ mit horizontalen Steckbügelschlaufen oder anderweitig verankerten Stäben;

— $d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ mit vertikal gebogenen Stäben;

— $c_{v,i} \leq d_i$ Lage der horizontalen Steckbügelschlaufen.

Wenn Maßnahmen ergriffen werden, um Betonabplatzen außerhalb der vertikalen Biegung zu verhindern, darf das Maß d reduziert werden, jedoch gilt $a_{1/2} + d_i \geq c_i + \Delta_{ai} + r_i$.

Legende

a_1 Lagerlänge
c_i Nennmaß der Betondeckung
Δa_i Abweichungen
r_i Biegeradius

1 Lager
2 Auflager
3 gestütztes Bauteil
4 Mittellinie des Auflagers
5 horizontale Steckbügelschlaufe
6 vertikal gebogener Stab

Bild 12.11 — Beispiel für Lager- und Längendefinitionen

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) Gestützte und stützende Bauteile müssen bezüglich der Auswirkungen der Auflager- oder Lagerreaktionen nach 8.6 nachgewiesen werden.

(7) Die Wahl der Lagerart und der Bewegungsfugen sollte mit dem Tragsystem verträglich sein, das bei der Tragwerksplanung angenommen wurde, und für die erwarteten Bewegungen geeignet sein.

(8) Bei der Anordnung von Lagern sollten Behinderungen von benachbarten Bauteilen vermieden oder minimiert werden.

(9) Wenn die geplante Nutzungsdauer des Lagers oder der Bewegungsfuge kürzer als die geplante Nutzungsdauer des Bauteils ist, müssen die Lager und Bewegungsfugen austauschbar sein.

12.11 Oberflächenbewehrung bei großen Stabdurchmessern

(1) Falls auf einen Nachweis der Rissbreite für Stäbe mit großem Durchmesser durch Berechnung verzichtet wird, sollte eine konstruktive Stegoberflächenbewehrung verwendet werden.

(2) Diese Oberflächenbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten oder zur Vermeidung von Abplatzen sollte dort verwendet werden, wo die Hauptbewehrung aus:

— Stäben mit einem Durchmesser $\phi > 32$ mm; oder

— gebündelten Stäben mit einem äquivalentem Durchmesser $\phi_b > 32$ mm besteht.

(3) Diese Oberflächenbewehrung $A_{s,surf}$ sollte aus Betonstahlmatten oder Stäben mit kleinen Durchmessern bestehen, die in zwei Richtungen parallel und orthogonal zur Zugbewehrung im Balken liegen und außerhalb der Bügel in der Betondeckung nach Bild 12.13 angeordnet sind.

$$A_{s,surf} \geq 0{,}01 A_{ct,ext} \text{ (in jeder Richtung)} \tag{12.9}$$

Maße in Millimeter

Legende
x Höhe der Nulllinie im ULS

Bild 12.12 — Oberflächenbewehrung, die Stäbe und Stabbündel mit großen Durchmessern umschnürt

(4) Bei einer Betondeckung der Bewehrung von über 70 mm sollte für eine erhöhte Dauerhaftigkeit eine ähnliche Oberflächenbewehrung mit einer Fläche von $0{,}005 A_{ct,ext}$ in beiden Richtungen vorgesehen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Die Längsstäbe der Oberflächenbewehrung dürfen als Biegebewehrung in Längsrichtung und die Querstäbe als Querkraftbewehrung berücksichtigt werden, sofern sie die jeweiligen Anforderungen an die Anordnung und Verankerung dieser Bewehrungsarten erfüllen.

13 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Betonfertigteilen

13.1 Allgemeines

(1) Die in Abschnitt 13 aufgeführten Regeln gelten für Tragwerke, die teilweise oder vollständig aus Betonfertigteilen bestehen und ergänzen die anderen Regeln in diesem Eurocode.

(2) Zusätzliche Festlegungen für spezielle Betonfertigprodukte, bezogen auf Bemessung, bauliche Durchbildung, Toleranzen und Fertigung, sind in EN 13369 und in den einschlägigen Europäischen Produktnormen angegeben. EN 13670 enthält Festlegungen für die Montage.

(3) Die Ausführungsklasse nach EN 13670 muss festgelegt werden.

13.2 Spezielle Anforderungen

(1) Bei der Bemessung und konstruktiven Durchbildung muss insbesondere Folgendes berücksichtigt werden:

— Lager (temporäre und ständige), Fugen und Verbindungen;

— vorübergehende Bemessungssituationen, wie Ausschalen, Übertragung der Vorspannung, Transporte, Lagerung, Errichtung und Montage.

(2) Falls maßgebend, sollten dynamische Auswirkungen in vorübergehenden Bemessungssituationen berücksichtigt werden. Wenn keine genauere Berechnung vorliegt, dürfen die statischen Auswirkungen mit einem entsprechenden Faktor multipliziert werden (für Betonfertigprodukte können Angaben hierzu in bestimmten Produktnormen enthalten sein).

13.3 Beton

13.3.1 Festigkeit bei Wärmebehandlung

(1) Im Fall von Wärmebehandlung darf die mittlere Druckfestigkeit von Beton $f_{\mathrm{cm}}(t)$ im Alter t, das geringer ist als t_{ref}, , nach Gleichung (B.1) abgeschätzt werden, wobei das Betonalter t durch das temperaturangepasste Betonalter nach Gleichung (B.18) ersetzt wird; dabei sollte der Koeffizient $\beta_{\mathrm{cc}}(t)$ auf 1,0 begrenzt werden.

Für die Auswirkung der Wärmebehandlung darf Gleichung (13.1) verwendet werden:

$$f_{\mathrm{cm}}(t) = f_{\mathrm{cmp}} + \frac{f_{\mathrm{cm}}(t_{\mathrm{ref}}) - f_{\mathrm{cmp}}}{\lg(t_{\mathrm{ref}} - t_p + 1)} \lg(t - t_p + 1) \tag{13.1}$$

Dabei ist

f_{cmp} die mittlere Druckfestigkeit nach der Wärmebehandlung (d. h. beim Ablassen der Spannglieder); diese wird durch Prüfungen an Proben im Alter t_{p} ($t_{\mathrm{p}} < t_{\mathrm{ref}}$) gemessen, die derselben Wärmebehandlung wie das Betonfertigteil unterzogen wurden;

t_{ref} in 5.1.3 festgelegt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

13.3.2 Kriechen und Schwinden

(1) Bei wärmebehandelten Betonfertigteilen dürfen die Werte der Kriechverformungen entsprechend der Reifefunktion in Gleichung (B.14) nach Anhang B abgeschätzt werden, in der das Alter des Betons bei Belastung t_0 (in Tagen) in Gleichung (B.9) durch das äquivalente Betonalter, ermittelt nach Gleichung (B.17) und Gleichung (B.18), ersetzt werden sollte.

(2) In Bauelementen, die einer Wärmebehandlung unterzogen werden, dürfen die Grund- und die Trocknungsschwinddehnung während der Wärmebehandlung als vernachlässigbar angenommen werden.

13.4 Statische Berechnung

13.4.1 Allgemeines

(1) Die Berechnung muss Folgendes berücksichtigen:

— das Verhalten der Tragwerksteile für alle Bauphasen unter Verwendung der entsprechenden Geometrie und Eigenschaften für jede Phase und ihre Interaktion mit anderen Bauteilen (z. B. Verbundverhalten mit Baustellenbeton oder anderen Fertigteilen);

— den Einfluss des Verhaltens von Verbindungen, unter besonderer Berücksichtigung ihrer möglichen Verformbarkeit und Festigkeit;

— die Unsicherheiten in Bezug auf Zwangsbeanspruchungen und die Kraftübertragung zwischen den Bauteilen infolge von Abweichungen in Geometrie und Lage von Bauteilen und Lagern;

— den Einfluss der Nachgiebigkeit von Bauteilen, die vorgefertigte Deckenelemente stützen, auf die Lastverteilung zwischen den vorgefertigten Deckenelementen.

(2) In Lagern von Balken und Platten dürfen durch Reibung infolge von Eigenlasten hervorgerufene, günstige Auswirkungen horizontaler Zwangsbeanspruchungen nur für nicht erdbebenbezogene Situationen (mit $\gamma_{G,inf}$) berücksichtigt werden und dort, wo:

— die Reibung nicht allein die Gesamtstabilität des Tragwerks sicherstellen muss;

— die Anordnung der Lager die Möglichkeit einer Aufsummierung von Bauteilbewegungen ausschließen;

— das Risiko wesentlicher Anprallbelastungen ausgeschlossen ist.

(3) Die Auswirkungen von Relativbewegungen von Bauteilen auf Lager sollten bei der Tragwerksplanung unter Beachtung des Tragwerkwiderstands und der Integrität von Fugen/Verbindungen berücksichtigt werden.

13.4.2 Vorspannverluste infolge einer Wärmebehandlung

13.4.2.1 Relaxationsverluste

(1) Bei vorgespannten Bauteilen muss die Auswirkung der Wärmebehandlung auf die Relaxationsverluste berücksichtigt werden.

(2) Diese Auswirkung der Wärmebehandlung auf die Relaxationsverluste darf durch das vereinfachte Verfahren nach Gleichung (13.2) berücksichtigt werden. In diesem Fall sollte eine äquivalente Zeit t_{eq} zur Zeit t nach dem Vorspannen addiert werden, welche in Anhang B berücksichtigt wird.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$t_{\mathrm{eq}} = \frac{1{,}14^{T_{\max}-20}}{T_{\max}-20}\sum_{i=1}^{n}\left(T_{(\Delta t_{\mathrm{i}})}-20\right)\ \Delta t_{\mathrm{i}} \tag{13.2}$$

Dabei ist

t_{eq} die äquivalente Zeit (in Stunden);

$T_{(\Delta t_{\mathrm{i}})}$ die Temperatur während des Zeitintervalls Δt_{i};

$T_{\max}$ die maximale Temperatur während der Wärmebehandlung.

13.4.2.2 Thermische Verluste

(1) Ein durch Wärmebehandlung hervorgerufener, spezifischer thermischer Verlust $\Delta\sigma_{\theta}$ sollte vermieden oder berücksichtigt werden. Der thermische Verlust darf nach Gleichung (13.3) abgeschätzt werden:

$$\Delta\sigma_{\theta} = 0{,}5E_{\mathrm{p}} \cdot \alpha_{\mathrm{c,th}} \cdot (T_{\max} - T_0) \tag{13.3}$$

Dabei ist $(T_{\max} - T_0)$ die Differenz zwischen dem Höchst- und dem Anfangswert der Betontemperatur in der Nähe der Spannglieder.

13.5 Bemessung und bauliche Durchbildung von Spanngliedern im sofortigen Verbund

13.5.1 Anordnung von Spanngliedern

(1) Der Abstand und die Betondeckung von Spanngliedern im sofortigen Verbund müssen so gewählt werden, dass das Einbringen und Verdichten des Betons einwandfrei ausgeführt und ein ausreichender Verbund zwischen dem Beton und den Spanngliedern erreicht wird.

(2) Der Mindestabstand und die Mindestbetondeckung für die Verbundspannung und zur Verhinderung des Spaltens sollten Bild 13.1 und Tabelle 13.1 entsprechen. In Abhängigkeit von beispielsweise dem Herstellungsverfahren, der Höhe der Vorspannung oder der Betondruckfestigkeit beim Ablassen dürfen andere Werte des Abstands und der Betondeckung unter der Voraussetzung verwendet werden, dass ein einwandfreies Verhalten unter Betriebsbedingungen und im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Prüfung nachgewiesen wird oder es nach der spezifischen Europäischen Produktnorm mit werkseigener Produktionskontrolle zulässig ist.

mit $s_{\mathrm{v}} = \max\{2\phi;\ D_{\mathrm{upper}}\}$ und $s_{\mathrm{h}} = \max\{2\phi;\ D_{\mathrm{upper}} + 5\ \mathrm{mm};\ 20\ \mathrm{mm}\}$

ANMERKUNG Zu $c_{\mathrm{min,b}}$ siehe 6.5.2.3.

Bild 13.1 — Lichter Mindestabstand und Mindestbetondeckung für den Verbund bei Spanngliedern im sofortigen Verbund

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle 13.1 — Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,b}}$ für Spannglieder im sofortigen Verbund

Lichter Abstand s	Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,b}}$	
	Litze	Profilierter Draht
$s = 2\phi_{\mathrm{p}}$	$3{,}0\phi_{\mathrm{p}}$	$4{,}5\phi_{\mathrm{p}}$
$s \geq 2{,}5\phi_{\mathrm{p}}$	$2{,}5\phi_{\mathrm{p}}$	$4{,}0\phi_{\mathrm{p}}$

(3) Eine Bündelung von Spanngliedern in den Verankerungszonen sollte nicht ohne besondere Vorkehrungen zur Aufnahme von Spaltzugkräften erfolgen. Außerhalb der Verankerungszone dürfen bis zu drei Spannglieder gebündelt werden.

(4) Spanngliedenden müssen in Bezug auf die Dauerhaftigkeit geschützt werden. Schutzverfahren für die Dauerhaftigkeit dürfen durch die spezifische Europäische Produktnorm mit einer werkseigenen Produktionskontrolle angegeben werden oder auf andere Weise unter der Voraussetzung angewendet werden, dass ein einwandfreies Verhalten nachgewiesen wird.

13.5.2 Verankerungszonen

(1) In den Verankerungszonen von Spanngliedern sollten die folgenden Längenparameter berücksichtigt werden, siehe Bild 13.2 und Bild 13.3:

— Übertragungslänge l_{pt}, über welche die Vorspannkraft P_0 vollständig in den Beton übertragen wird, siehe 13.5.3(1);

— Eintragungslänge l_{disp}, über welche die Betonspannungen schrittweise in einen linearen Verlauf über den Betonquerschnitt übergehen, siehe 13.5.3(3);

— Verankerungslänge l_{bpd}, über welche die Kraft des Spannglieds P_{pd} im Grenzzustand der Tragfähigkeit vollständig im Beton verankert wird, siehe 13.5.4(2).

Bild 13.2 — Übertragung der Vorspannung bei vorgespanntem Bauteil im sofortigen Verbund; Längenparameter

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende
Y Spannung im Spannglied
X Abstand vom Ende
1 beim Ablassen
2 im ULS

Bild 13.3 — Spannungen im Spannglied

13.5.3 Übertragung der Vorspannung

(1) Der Grundwert der Übertragungslänge l_{pt} darf angesetzt werden mit:

$$l_{pt} = \frac{\gamma_C}{1{,}5} \cdot \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_{pm0}}{\eta_1 \cdot \sqrt{f_{ck}(t)}} \cdot \phi_p \tag{13.4}$$

Dabei ist

α_1 = 1,0 für schrittweises Ablassen;

= 1,25 für plötzliches Ablassen;

α_2 = 0,40 für profilierte Drähte;

= 0,26 für Litzen mit 3 Drähten und mit 7 Drähten;

ϕ_p der Nenndurchmesser des Spannglieds;

σ_{pm0} die Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Ablassen;

η_1 = 1,0 für Spannglieder in guten Verbundbedingungen während des Betonierens (siehe 11.4.2(4));

= 0,7 anderenfalls, sofern kein höherer Wert wegen besonderer Umstände bei der Bauausführung begründet werden kann;

$f_{ck}(t)$ die Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt des Ablassens, die angesetzt werden darf als:

$$f_{ck}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{2/3} \cdot f_{ck} \tag{13.5}$$

Andere Werte der Übertragungslänge dürfen unter der Voraussetzung verwendet werden, dass ein einwandfreies Betriebsverhalten durch Prüfung nachgewiesen wird oder es nach der spezifischen Europäischen Produktnorm mit werkseigener Produktionskontrolle zulässig ist.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Je nach Bemessungssituation sollte der Bemessungswert der Übertragungslänge angenommen werden mit:

$l_{pt1} = 0{,}8 l_{pt}$ für den Nachweis örtlicher Spannungen beim Ablassen (13.6)

$l_{pt2} = 1{,}2 l_{pt}$ für Grenzzustände der Tragfähigkeit (Querkraft, Verankerung usw.) (13.7)

(3) Es darf davon ausgegangen werden, dass die Betonspannungen außerhalb der Eintragungslänge l_{disp} einen linearen Verlauf im Bauteilquerschnitt aufweisen, siehe Bild 13.2:

$$l_{disp} = \sqrt{{l_{pt}}^2 + d^2} \tag{13.8}$$

(4) Alternative Modelle für die Übertragung der Vorspannkraft dürfen verwendet werden, sofern sie ausreichend begründet sind und die Übertragungslänge entsprechend modifiziert wird.

13.5.4 Verankerung der Zugkraft im ULS

(1) Die Verankerung von Spanngliedern muss in den Querschnitten überprüft werden, in denen die unter der charakteristischen Einwirkungskombination ermittelte Betonzugspannung die Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ überschreitet.

Die Spannung in den Spanngliedern σ_{pd} muss dabei für einen gerissenen Querschnitt unter Berücksichtigung der Auswirkung von Querkraft nach Gleichung (8.36) berechnet werden.

(2) Falls der Beton entlang der gesamten Übertragungslänge nicht gerissen ist, darf die gesamte Verankerungslänge für die Verankerung eines Spannglieds im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit einer Spannung σ_{pd} ermittelt werden mit:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \frac{\gamma_C}{1{,}5} \cdot \frac{2 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \left(\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}\right)}{\eta_1 \cdot \sqrt{f_{ck}}} \cdot \phi_p \tag{13.9}$$

Dabei ist

l_{pt2} der obere Bemessungswert der Übertragungslänge, siehe 13.5.3(2);

α_2 wie in 13.5.3(1) festgelegt;

α_3 = 1,5 in Fällen, in denen ein Ermüdungsnachweis erforderlich ist, siehe 10.1;

= 1,0 in allen anderen Fällen;

$\sigma_{pm\infty}$ die Spannung im Spannglied nach allen Verlusten;

η_1 wie in 13.5.3(1) festgelegt.

Die Spannungen in Spanngliedern in der Verankerungszone sind in Bild 13.3 dargestellt.

13.5.5 Querkraftwiderstand von Betonfertigteilen ohne Querkraftbewehrung

(1) Es gilt 8.2.2, mit Ausnahme der in (2) beschriebenen Bedingungen.

(2) Sofern die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

— das Bauteil ist vorgespannt und gelenkig als Einfeldträger gelagert;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

— die statische Nutzhöhe ist nicht größer als 500 mm;

— der untersuchte Bereich ist unter Biegung nicht gerissen (wenn die Biegezugspannung für die charakteristische Einwirkungskombination, einschließlich der Auswirkungen behinderter Verformungen, kleiner als $f_{\mathrm{ctk,0,05}}/\gamma_{\mathrm{C}}$ ist).

Der Querkraftwiderstand darf durch Nachweis der Hauptspannungen überprüft werden:

$$\sigma_{1d}(y) \leq \frac{f_{\mathrm{ctk,0,05}}}{\gamma_c} \tag{13.10}$$

Dabei ist

$\sigma_{1d}(y)$ der Höchstwert der Hauptzugspannung im Betonquerschnitt;

$$\sigma_{1\mathrm{d}} = \frac{\sigma_{\mathrm{x,Ed}}(y)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\mathrm{x,Ed}}(y)}{2}\right)^2 + \tau_{\mathrm{Ed}}(y)^2} \tag{13.11}$$

$\sigma_{\mathrm{x,Ed}}(y)$ die Normalspannung in Längsrichtung des Tragwerks, bestimmt in einer Faser im Abstand y zur Schwerachse, wobei eine lineare Spannungsverteilung über die Höhe angenommen wird. Bei Querschnitten innerhalb der Übertragungslänge der Spannglieder im sofortigen Verbund l_{pt2} nach Gleichung (13.7) sollte der Beitrag der zugehörigen Spannkraft zu N_{Ed} und M_{Ed} mit einer linearen Spannungsverteilung nach Bild 13.3 berücksichtigt werden;

$\tau_{\mathrm{Ed}}(y)$ die Schubspannung in einer Faser im Abstand y zur Schwerachse:

$$\tau_{\mathrm{Ed}}(y) = \frac{V_{\mathrm{Ed}} \cdot S(y)}{b(y) \cdot I} \tag{13.12}$$

I das Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts;

$b(y)$ die Breite des Betonquerschnitts in einem Abstand y zur Schwerachse;

$S(y)$ das Flächenmoment ersten Grades des Betonquerschnitts um die Schwerachse oberhalb der Faser im Abstand y zur Schwerachse;

y der Abstand der betrachteten Faser zur Schwerachse des Betonquerschnitts, wobei y so gewählt werden sollte, dass der Höchstwert von $\sigma_{1,\mathrm{Ed}}$ gefunden wird.

Schubspannungen aufgrund Querbiegung, z. B. in der Nähe nachgiebiger Auflager, und/oder aufgrund der Eintragung von Verankerungskräften des Spannglieds sollten berücksichtigt werden.

13.6 Deckensysteme für Gebäude

13.6.1 Querverteilung von Lasten

(1) Wurde die Querverteilung der Lasten zwischen benachbarten Bauteilen berücksichtigt, müssen geeignete Schubverbindungen über die Längsfugen vorgesehen werden.

(2) Die Schubübertragung quer über die Längsfugen zwischen Fertigteilen darf wie in den Beispielen nach Bild 13.4 erfolgen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Längsverzahnung mit Vergussmörtel oder Verussbeton | **b) Geschweißte oder verschraubte verankerte Platten** | **c) Tragender bewehrter Aufbeton**

Bild 13.4 — Verbindungen für vertikale Schubübertragung zwischen parallelen Fertigteilen

(3) Die Querverteilung von vertikalen Lasten zwischen benachbarten Fertigteilen sollte auf Grundlage von Berechnung oder von Prüfungen und unter Berücksichtigung wahrscheinlicher Lastunterschiede zwischen Fertigteilen sowie des Fugenwiderstands nachgewiesen werden.

(4) Wenn keine genauere Berechnung vorliegt, darf bei Geschossdecken mit gleichmäßig verteilter Last die in Fugen zu benachbarten Fertigteilen einwirkende Querkraft je Längeneinheit der Längsfuge angesetzt werden als:

$$v_{\mathrm{Ed}} = q_{\mathrm{Ed}} \cdot b_{\mathrm{e}}/3 \tag{13.13}$$

Dabei ist

q_{Ed} der Bemessungswert der veränderlichen Last;

b_{e} die Breite des Bauteils.

(5) Betonfertigteile mit einer mindestens 40 mm dicken Aufbetonschicht dürfen als Verbundbauteile bemessen werden, falls die Schubübertragung in der Verbundfuge nach 8.2.6 nachgewiesen wird.

(6) Die Querbewehrung für Biegung und andere Auswirkungen von Einwirkungen darf innerhalb des Aufbetons angeordnet sein.

(7) Geschossdecken, mit parallelen Balken und unbewehrten, dazwischenliegenden Füllkörpern ohne Aufbeton, dürfen unter Querkraft und Biegung als Vollplatten berechnet werden, sofern:

(i) Querrippen aus Ortbeton mit einer durch die Längsrippen durchlaufenden Bewehrung ausgeführt werden; und

(ii) der Abstand s_{T} derartiger Querrippen den Grenzwerten nach Tabelle 13.2 entspricht.

Tabelle 13.2 — Größter Querrippenabstand s_{T}

Art der Einwirkungen	$s_{\mathrm{L}} \leq l_{\mathrm{L}}/8$	$s_{\mathrm{L}} > l_{\mathrm{L}}/8$
Nutzlasten in Wohngebäuden, Schnee	nicht erforderlich	$s_{\mathrm{T}} \leq 12h$
andere	$s_{\mathrm{T}} \leq 10h$	$s_{\mathrm{T}} \leq 8h$

Dabei ist
s_{L} der Abstand der Längsrippen;
h die Deckendicke;
l_{L} die Länge (Stützweite) der Längsrippen; h = Dicke der gerippten Decke.

(8) Stege oder Rippen in einzelnen Plattenelementen sollten mit einer Querkraftbewehrung wie bei Balken versehen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(9) Die Auswirkungen von möglichem Zwang auf die Fertigteile müssen berücksichtigt werden.

13.6.2 Scheibenwirkung

(1) Wenn angenommen wird, dass Fertigteildecken in Gebäuden als horizontale Scheiben wirken, die horizontale Kräfte auf vertikale aussteifende Bauteile übertragen:

— sollte die Scheibe Teil eines wirklichkeitsnahen Tragwerksmodells sein, das die Verträglichkeit gegenüber Verformungen aussteifender Bauteile berücksichtigt;

— sollten die Auswirkungen horizontaler Verformungen für alle an der Übertragung horizontaler Kräfte beteiligten Teile des Tragwerks berücksichtigt werden;

— sollte die Scheibe für die in der Berechnung ermittelten Zugkräfte bewehrt und verbunden werden;

— sollten Spannungskonzentrationen an Öffnungen und Verbindungen in der konstruktiven Durchbildung der Bewehrung berücksichtigt werden.

(2) Wenn Zugankerstäbe mit dem Durchmesser ϕ im Beton verankert werden, der in Längsfugen zwischen parallelen Fertigteilen vergossen wird, sollte die Fugenbreite $t_j \geq 3\phi$ betragen. Diese Lösung darf nicht in Tragwerken angewendet werden, die für Widerstand gegen Erdbeben bemessen sind.

(3) Querbewehrung, die über Längsfugen als Teil des Zugankersystems geführt wird, darf entlang der Auflager des Fertigteils konzentriert sein und muss dem Tragwerksmodell entsprechen.

(4) Für die Scheibeneinwirkung in Geschossdecken aus Fertigteilplatten ohne Aufbeton mit ausbetonierten oder verpressten Längsfugen sollte der Schubwiderstand in Übereinstimmung mit Schubreibungsmechanismen unter Berücksichtigung der Querdruckkraft auf die Fugenoberfläche und der Fugenrauheit oder einer Verzahnung bestimmt werden. Die Schubübertragung in der Fuge sollte nach 8.2.6 oder basierend auf versuchsgestützter Bemessung nachgewiesen werden.

13.7 Verbindungen und Auflager

13.7.1 Allgemeines

(1) Baustoffe für Verbindungen müssen:

— während der geplanten Nutzungsdauer des Tragwerks tragfähig und dauerhaft sein;

— chemisch und physikalisch verträglich sein.

(2) Verbindungen müssen so bemessen sein, dass sie entsprechend den Bemessungsannahmen alle Auswirkungen von Einwirkungen und die notwendigen Verformungen aufnehmen sowie ein robustes Verhalten des Tragwerks sicherstellen.

(3) Der Nachweis der Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindungen darf auf Grundlage numerischer Berechnung erfolgen und ggf. durch Prüfungen unterstützt werden.

(4) Außer in den Expositionsklassen X0 und XC1 müssen Verbindungsmittel für Fassaden aus korrosionsbeständigem Baustoff hergestellt sein, sofern sie nicht angemessen gegen Umgebungseinwirkungen geschützt sind.

(5) Die Querkräfte in Druckverbindungen dürfen vernachlässigt werden, wenn sie weniger als 10 % der Druckkraft betragen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) Bei Lagerfugen mit Bettungsbaustoffen, wie z. B. Mörtel, Beton oder Polymerlagern, muss eine relative Bewegung zwischen den verbundenen Oberflächen während der Erhärtung des Baustoffs ausgeschlossen werden.

(7) Druckfugen ohne Bettungsmaterial oder Mörtelbett dürfen nur dann verwendet werden, wenn eine angemessene Qualität der Bauausführung erreicht werden kann. Die durchschnittliche Spannung zwischen ebenen Oberflächen sollte $0{,}4f_{\mathrm{cd}}$ nicht überschreiten.

(8) Querzugspannungen nahe den Enden von benachbarten Betonfertigteilen sollten berücksichtigt werden. Diese können aufgrund von konzentriertem Druck nach Bild 13.5a) oder aufgrund der Dehnung eines verformbaren Fugenmaterials nach Bild 13.5b) entstehen. Die Bewehrung im Fall a) darf nach 8.5.5 bemessen und angeordnet werden. Die Bewehrung im Fall b) sollte nahe den Oberflächen der benachbarten Betonfertigteile angeordnet werden.

(9) Wenn genauere Modelle fehlen, darf die Bewehrung nach Bild 13.5b) berechnet werden als:

$$A_s = 0{,}25\frac{t}{h}\cdot\frac{F_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{yd}}} \tag{13.14}$$

Dabei ist

A_{s} die Bewehrungsfläche an jeder Oberfläche;

t die Dicke des Fugenmaterials;

h das Abmessung des Fugenmaterials in Richtung der Bewehrung;

F_{Ed} die Druckkraft in der Verbindung.

(10) Die maximale Tragfähigkeit von Druckverbindungen sollte nach 8.6 ermittelt werden oder auf einer versuchsgestützten Bemessung beruhen.

a) Konzentriertes Lager **b) Ausdehnung von verformbarem Fugenmaterial**

Bild 13.5 — Querzugspannungen an Druckverbindungen

(11) Bei Gebäudewandelementen, die über Deckenplatten eingebaut sind, sollte üblicherweise Bewehrung für mögliche Lastausmitten und für Konzentrationen der Vertikallast am Wandende vorgesehen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(12) Auf eine besondere Bewehrung in Gebäudewänden über einer Verbindung darf verzichtet werden, wenn die Vertikallast wie folgt begrenzt ist:

$$F_{\mathrm{Ed}} \leq 0{,}5h \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{13.15}$$

Dabei ist h die Wanddicke (siehe Bild 13.6).

(13) F_{Ed} in Gleichung (13.15) darf vergrößert werden auf

$$F_{\mathrm{Ed}} = 0{,}6h \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{13.16}$$

wenn eine Bewehrung nach Bild 13.6 vorhanden ist, die einen Durchmesser $\phi \geq 6$ mm hat und deren Abstand s nicht größer ist als der kleinere Wert aus h und 200 mm. Bei größeren Lasten sollte die Bewehrung nach Gleichung (13.14) bemessen werden. Die untere Wand sollte unabhängig überprüft werden.

a) Querschnitt **b) Längsansicht**

Bild 13.6 — Beispiel für Bewehrung in einer Gebäudewand über einer Verbindung zwischen Deckenplatten

(14) Bewehrung zur Übertragung von Biegemomenten oder Zugkräften muss über die Verbindung durchlaufenund in den angrenzenden Betonfertigteilen verankert werden.

13.7.2 Auflager

(1) Lager müssen so bemessen und konstruktiv durchgebildet werden, dass sie unter Berücksichtigung von Herstellungs- und Montageabweichungen eine korrekte Lage einhalten.

(2) Bei Lagern, die weder Gleiten noch Rotation ohne erheblichen Zwang zulassen, müssen die Einwirkungen aus Kriechen, Schwinden, Temperatur, fehlerhafter Ausrichtung, ungenauer Lotausrichtung usw. bei der Bemessung von gestützten und benachbarten Bauteilen berücksichtigt werden.

(3) Die Bewehrung in stützenden und gestützten Bauteilen muss so konstruktiv durchgebildet werden, dass die Wirksamkeit in den betrachteten Knoten unter Berücksichtigung von Abweichungen sichergestellt ist, siehe 12.10.

(4) Die Nennlänge a eines einfachen Auflagers, wie in Bild 13.7 dargestellt, sollte berechnet werden unter Berücksichtigung:

— der Nettolänge des Lagers a_1 mit Bezug auf die Lagerfestigkeit nach (5);

— der Abstände a_2 und a_3, die hinter Lagern angenommen werden;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— die Vorhaltemaße Δa_2 und Δa_3 für die Länge der beiden Bauteile und deren Abstand.

Hinweise für die Festlegung der Abstände a_2 und a_3 sowie der Abweichungen Δa_2 und Δa_3 als Funktion der Toleranzen sind in EN 13369 angegeben.

Bild 13.7 — Beispiel für Lager- und Längenfestlegungen

(5) Wenn genauere Angaben fehlen, dürfen die folgenden Werte für die Lagerfestigkeit verwendet werden:

$f_{Rd} = 0{,}4 f_{cd}$ für trockene Lagerfugen, siehe 13.7.1(7) (13.17)

$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0{,}85 f_{cd}$ für alle anderen Fälle (13.18)

Dabei ist

f_{cd} der niedrigere Wert der Bemessungswerte der Festigkeit des gestützten bzw. des stützenden Bauteils;

f_{bed} der maßgebende Bemessungswert des Widerstands des Bettungsmaterials in Einklang mit dem Bemessungsmodell und dem überprüften Grenzzustand.

(6) Bei Einzelbauteilen, z. B. Balken oder einzelnen Plattenelementen, muss die Nennlänge um 20 mm größer sein als bei Bauelementen, die keine Einzelbauteile sind.

(7) Wenn das Lager von Einzelbauteilen Bewegungen in Längsrichtung zulässt, muss die Nettoauflagerlänge so vergrößert werden, dass mögliche Bewegungen aufgenommen werden können.

(8) Wenn ein Einzelbauteil außerhalb der Lagerebene zugverankert wird, muss die Nettolagerlänge a_1 vergrößert werden, um die Auswirkung einer möglichen Verdrehung um die Zugverankerung aufnehmen zu können.

(9) Wenn eine gleichmäßige Verteilung des Lagerdrucks erreicht werden kann, z. B. durch Mörtel-, Elastomer- oder andere Lager, darf der Bemessungswert der Lagerbreite mit der tatsächlichen Lagerbreite angenommen werden. Anderenfalls sollte b_1 nicht größer als 600 mm angenommen werden.

13.7.3 Köcherfundamente für Gebäude

13.7.3.1 Allgemeines

(1) Für Köcherfundamente mit einem innerhalb der Seitenwände mittels Ortbetonverguss eingebetteten vorgefertigten Stützenfuß (siehe Bild 13.8 und Bild 13.9 mit nur schematischer Darstellung der Hauptbewehrung), die die Auswirkungen von Einwirkungen der Bauteile durch Querkraft und Biegung übertragen, darf angenommen werden, dass sie eine Stütze vollständig im Köcher einspannen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Je nach den Baugrundeigenschaften kann die Boden-Bauwerk-Interaktion jedoch zu geringeren Einspannungen führen als die zwischen Stütze und Köcher verfügbar.

(2) Die Köcher sollten groß genug sein, um ein einwandfreies Verfüllen mit Vergussbeton unter und seitlich der Stütze zu ermöglichen.

(3) Köcherfundamente dürfen andere Bauteile als eine Einzelstütze aufnehmen, z. B. Doppelstützen, kurze Wände usw.; in diesen Fällen sollten besondere, angemessene Vorgaben festgelegt werden, um die angenommene Einspannung für diese Bauelemente sicherzustellen.

13.7.3.2 Köcherfundamente mit verzahnter Oberfläche

(1) Wenn Köcher und eingebettete Stütze mit geeigneten Verzahnungen ausgestattet sind, die in der Lage sind, Druckstrebenmechanismen zu mobilisieren (Bild 13.8), dürfen diese monolithisch verbunden mit übergreifender Bewehrung angenommen werden.

(2) Die Übergreifungslänge der Bewehrung der Stütze und des Köchers nach 11.5.2 sollte um mindestens den Abstand s zwischen den übergreifenden Stäben vergrößert werden. Eine ausreichende Umschnürungsbewehrung des Übergreifungsstoßes sollte angeordnet werden (siehe Bild 13.8).

Bild 13.8 — Köcherfundamente mit verzahnten Oberflächen

13.7.3.3 Köcherfundamente mit glatten oder rauen Oberflächen

(1) Wenn Köcher und Stütze glatte oder raue Oberflächen (nicht profiliert) aufweisen, darf angenommen werden, dass die Auswirkungen der Einwirkungen aus der Stütze durch den Verguss über die Druckkräfte F_1, F_2, F_3 und die entsprechenden Reibungskräfte $\mu_v F_1$, $\mu_v F_2$, $\mu_v F_3$ übertragen werden, wie in Bild 13.9a) dargestellt.

(2) Ausgehend von der Annahme nach (1), sollte für die Mindesteinbindetiefe l gelten:

$$l \geq 1{,}2 h_{col} \text{ für } M_{Ed}/N_{Ed} \leq 0{,}15 h_{col} \quad (13.19)$$

$$l \geq 2{,}0 h_{col} \text{ für } M_{Ed}/N_{Ed} \geq 2{,}0 h_{col} \quad (13.20)$$

Dabei ist h_{col} die längste Seite des Stützenquerschnitts.

l darf zwischen $0{,}15 h_{col} < M_{Ed}/N_{Ed} < 2{,}0 h_{col}$ interpoliert werden.

(3) Der Reibungswert μ_v sollte Tabelle 8.1 entsprechend der maßgebenden Oberflächenbeschaffenheit entnommen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Die Kraftübertragung zur Fundamentplatte darf im ULS unter Annahme eines Stabwerkmodells nach 8.5 überprüft werden.

(5) Die Position von F_1 sollte mit $a \geq 0{,}1l$ gewählt werden.

Bild 13.9 — Köcherfundamente mit glatter oder rauer Fugenoberfläche

13.7.4 Zugankersysteme für Gebäude

(1) Fertigteiltragwerke sollten mit einem Zugankersystem ausgeführt werden, um die Robustheit des Tragwerks entsprechend den Regeln nach 12.9 sicherzustellen. Für Gebäude gelten die folgenden zusätzlichen Festlegungen.

(2) In plattenförmigen Bauteilen aus vorgefertigten Elementen, z. B. in mehrgeschossigen Wand- und Deckenscheiben, die in ihrer eigenen Scheibenrichtung beansprucht werden, darf das erforderliche Zusammenwirken zwischen Bauteilen für die Gesamttragfähigkeit durch außen und/oder innen liegende Zuganker erreicht werden.

(3) Dieselben Zuganker dürfen auch für die Gesamtrobustheit des Tragwerks nach 12.9 verwendet werden.

(4) Horizontale Zuganker dürfen vollständig innerhalb des vor Ort hergestellten Aufbetons oder an Verbindungen von Fertigteilen angeordnet werden. Wenn Zuganker nicht in einer Ebene durchlaufen, sollten die Auswirkungen der Biegung infolge von Lastausmitten berücksichtigt werden.

(5) Übergreifungen von Zugankern sollten nicht in schmalen Fugen zwischen Fertigteilen angeordnet werden. In diesen Fällen müssen mechanische Verbindungen verwendet werden.

(6) Falls innen liegende Zuganker linienförmig angeordnet werden, sollten die umgebenden Bauteile für die Verteilung der Zugankerkräfte in der Platte bemessen sein.

14 Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton

14.1 Allgemeines

(1) Abschnitt 14 enthält ergänzende Regeln für Tragwerke aus unbewehrtem Beton oder für Tragwerke, bei denen die vorhandene Bewehrung die Mindestbewehrungen für Stahlbeton nach Abschnitt 12 unterschreitet.

(2) Es sollte sichergestellt werden, dass ein Sprödbruchversagen dieser Bauteile nicht zum Tragwerksversagen führt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Abschnitt 14 gilt für Bauteile, die überwiegend durch Druck belastet sind, der nicht durch Vorspannung erzeugt wird, wie z. B.:

— Wände, Stützen, Bögen, Gewölbe und Tunnel;

— Streifen- und Einzelfundamente für Gründungen;

— Schwergewichtswände;

— Pfähle mit einem Durchmesser ≥ 600 mm mit $N_{Ed}/A_c \leq 0{,}30 f_{ck}$.

Abschnitt 14 gilt nicht für Bauteile, die durch (nicht seismische) dynamische Einwirkungen, wie rotierende Maschinen und Verkehrslasten, beansprucht werden.

(4) Bei Bauteilen aus Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge nach Anhang M oder bei Betonfertigteilen und -tragwerken, die durch diesen Eurocode abgedeckt sind, sollten die Bemessungsregeln entsprechend angepasst werden.

(5) Unbewehrte Betonbauteile dürfen Betonstahlbewehrung zur Erfüllung der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit oder lokale Bewehrung enthalten. Derartige Bewehrung darf für örtliche Nachweise in ULS und für Nachweise in SLS berücksichtigt werden.

(6) Bauteile, die durch Zwang beansprucht werden, außer Bauteile nach 14.4.2, sollten als bewehrte Bauteile bemessen oder mit Fugen konstruiert werden, um eine unkontrollierte Rissbildung zu vermeiden.

14.2 Beton

(1) Für Nachweise von unbewehrten Betonbauteilen im ULS müssen die Werte für $f_{cd,pl}$ und $f_{ctd,pl}$ angesetzt werden mit:

$$f_{cd,pl} = k_{c,pl} \cdot f_{cd} \tag{14.1a}$$

$$f_{ctd,pl} = k_{t,pl} \cdot f_{ctd} \tag{14.1b}$$

ANMERKUNG Die Werte von $k_{c,pl}$ und $k_{t,pl}$ betragen beide 0,8, sofern ein Nationaler Anhang keine anderen Werte angibt.

(2) Wenn Zugspannungen beim Bemessungswiderstand unbewehrter Betonbauteile berücksichtigt werden, darf die Spannungs-Dehnungs-Linie (siehe 8.1.1) linear bis zum Bemessungswert der Zugfestigkeit $f_{ctd,pl}$ erweitert werden.

14.3 Statische Berechnung

(1) Da unbewehrte Betonbauteile eine begrenzte Verformungsfähigkeit aufweisen, sollten im Allgemeinen Berechnungsverfahren nach Abschnitt 7, wie Spannungsfeld-, Stabwerk- oder FE-Berechnung angewendet werden, bei denen es möglich ist, die Zugfestigkeit des Betons zu vernachlässigen.

14.4 Grenzzustände der Tragfähigkeit

14.4.1 Allgemeines

(1) Balken, Platten und andere tragende Bauteile ohne Druck aus Normalkraft oder ohne Behinderung der axialen Dehnung und vorwiegend beansprucht mit Biegemomenten sollten nicht als unbewehrte Betonbauteile unter Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit bemessen werden. Bei Bauteilen, die mit Druck aus Normalkraft und Querkräften beansprucht werden, darf 14.4.3 angewendet werden. Die Bemessung von Streifen- und Einzelfundamenten nach 14.6.3 ist zulässig.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

14.4.2 Bemessungswiderstand für Biegung mit Normalkraft

(1) Bei Wänden dürfen Zwangsverformungen infolge von Temperatur oder Schwinden bei entsprechender konstruktiver Durchbildung und Nachbehandlung vernachlässigt werden.

(2) Die allgemeinen Festlegungen nach 8.1 gelten für die Bestimmung des Tragwiderstands der Querschnitte für Biegung mit Normalkraft.

(3) Die aufnehmbare Normalkraft N_{Rd} eines Rechteckquerschnitts mit einachsiger Lastausmitte e in der Richtung h_{w} darf angesetzt werden als:

$$N_{\mathrm{Rd}} = f_{\mathrm{cd,pl}} \cdot b \cdot h_{\mathrm{w}} \left(1 - 2\, e/h_{\mathrm{w}}\right) \tag{14.2}$$

Dabei ist

b die Gesamtbreite des Querschnitts (siehe Bild 14.1);

h_{w} die Gesamtdicke des Querschnitts;

e die Lastausmitte von N_{Ed} in Richtung h_{w}.

Legende
N_{Ed} resultierende Kraft der Einwirkungen

Bild 14.1 — Bezeichnungen für unbewehrte Wände

14.4.3 Querkraft

(1) Bei Bauteilen unter Normaldruckkraft sollte der Querkraftwiderstand basierend auf Ansätzen mit Druckspannungsfeldern ohne Zuganker nach 8.5 berechnet werden.

(2) In unbewehrten Betonbauteilen darf die Betonzugfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft berücksichtigt werden, wenn entweder anhand von Berechnung oder von Erfahrungen nachgewiesen wird, dass ein Sprödbruch ausgeschlossen werden kann und eine ausreichende Tragfähigkeit sichergestellt ist.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Bei einem Querschnitt, bei dem eine Querkraft V_{Ed} und eine Normaldruckkraft $|N_{\mathrm{Ed}}|$ über eine Druckzone A_{cc} wirken, darf der absolute Wert der Komponenten der Bemessungsspannung wie folgt angesetzt werden:

$$\sigma_{\mathrm{cp}} = |N_{\mathrm{Ed}}|/A_{\mathrm{cc}} \tag{14.3}$$

$$\tau_{\mathrm{cp}} = 1{,}5 \cdot V_{\mathrm{Ed}}/A_{\mathrm{cc}} \text{ (für Rechteckquerschnitte)} \tag{14.4}$$

Folgendes sollte eingehalten werden:

$$\tau_{\mathrm{cp}} \leq \tau_{\mathrm{Rd,pl}}$$

Dabei ist

$$\text{wenn } \sigma_{\mathrm{cp}} \leq \sigma_{\mathrm{c,lim}}: \quad \tau_{\mathrm{Rd,pl}} = \sqrt{f_{\mathrm{ctd,pl}}^2 + \sigma_{\mathrm{cp}} f_{\mathrm{ctd,pl}}} \tag{14.5}$$

oder

$$\text{wenn } \sigma_{\mathrm{cp}} > \sigma_{\mathrm{c,lim}}: \quad \tau_{\mathrm{Rd,pl}} = \sqrt{f_{\mathrm{ctd,pl}}^2 + \sigma_{\mathrm{cp}} f_{\mathrm{ctd,pl}} - \left(\frac{\sigma_{\mathrm{cp}} - \sigma_{\mathrm{c,lim}}}{2}\right)^2} \tag{14.6}$$

$$\sigma_{\mathrm{c,lim}} = f_{\mathrm{ctd,pl}} - 2\sqrt{f_{\mathrm{ctd,pl}} \cdot \left(f_{\mathrm{ctd,pl}} + f_{\mathrm{cd,pl}}\right)} \tag{14.7}$$

Dabei ist $\tau_{\mathrm{Rd,pl}}$ der Bemessungswert der Festigkeit des unbewehrten Betons unter Querkraft.

(4) Ein Betonbauteil darf als im Grenzzustand der Tragfähigkeit ungerissen angenommen werden, wenn es entweder vollständig unter Druckbeanspruchung bleibt oder der absolute Wert der Hauptzugspannung im Beton $f_{\mathrm{ctd,pl}}$ nicht übersteigt.

(5) Schubkräfte in Arbeitsfugen sollten nach 8.2.6 nachgewiesen werden.

14.4.4 Torsion

(1) Gerissene Bauteile sollten nicht für die Aufnahme von Torsionsmomenten bemessen werden, sofern es nicht anderweitig begründet werden kann.

14.4.5 Grenzzustände der Tragfähigkeit infolge der Tragwerksverformung (Knicken)

14.4.5.1 Schlankheit von Stützen und Wänden

(1) Die Knicklänge einer Stütze oder Wand sollte berechnet werden als:

$$l_0 = \beta_{\mathrm{Eul}} \cdot l_{\mathrm{w}} \tag{14.8}$$

Dabei ist

l_{w} die lichte Höhe des Bauteils;

β_{Eul} *Euler*-Beiwert, welcher von den Auflagerbedingungen abhängig ist (*Euler*-Fälle). Bei Wänden, die an 3 oder mehr Seiten gestützt sind, dürfen die β_{Eul}-Werte Tabelle 14.1 entnommen werden.

(2) Die β_{Eul}-Werte sollten entsprechend vergrößert werden, wenn die Querbiegesteifigkeit der Wand durch Schlitze oder Aussparungen reduziert wird.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Querwände dürfen als aussteifende Wände herangezogen werden, wenn:

— ihre Gesamtdicke den Wert $0{,}5h_w$ nicht unterschreitet, wobei h_w die Gesamtdicke der ausgesteiften Wand ist;

— sie die gleiche Höhe l_w besitzen wie die betrachtete ausgesteifte Wand;

— ihre Länge mindestens $l_w/5$ beträgt, wobei l_w die lichte Höhe der ausgesteiften Wand bezeichnet;

— innerhalb der Länge $l_w/5$ der Querwand keine Öffnungen vorhanden sind.

(4) Bei einer Wand, die am Kopf- und Fußende durch Ortbeton und Bewehrung biegesteif angeschlossen ist, so dass die Endmomente vollständig aufgenommen werden können, dürfen die Werte von β_{Eul} nach Tabelle 14.1 mit dem Faktor 0,85 reduziert werden.

(5) Die Schlankheit unbewehrter Ortbetonwände sollte den Wert $\lambda = 86$ (d. h. $l_0/h_w = 25$) in der Regel nicht übersteigen.

Tabelle 14.1 — Werte für β_{Eul} bei verschiedenen Auflagerbedingungen

Seitliche Lagerung	Seitenansicht der Wand	Gleichung	Faktor β_{Eul}	
			b/l_w	β_{Eul}
Dreiseitig gehalten		$\beta_{Eul} = \frac{1}{1+\left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00
			b/l_w	β_{Eul}
Vierseitig gehalten		wenn $b \geq l_w$: $\beta_{Eul} = \frac{1}{1+\left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ wenn $b < l_w$: $\beta_{Eul} = \frac{b}{2l_w}$	0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

1 – Deckenplatte;
2 – freier Rand;
3 – Querwand mit einer Dicke $\geq 0{,}5h_w$ und einer Länge $\geq l_w/5$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Seitliche Lagerung	Seitenansicht der Wand	Gleichung	Faktor β_{Eul}
ANMERKUNG Den Angaben in Tabelle 14.1 liegt die Annahme zugrunde, dass die Wand keine Öffnungen aufweist, deren Höhe 1/3 der lichten Wandhöhe l_{w} oder deren Fläche 1/10 der Wandfläche überschreitet. In 3- oder 4-seitig gehaltenen Wänden mit Öffnungen, welche diese Grenzwerte überschreiten, sollten die Wandabschnitte zwischen den Öffnungen als nur 2-seitig gehalten betrachtet und entsprechend bemessen werden.			

14.4.5.2 Vereinfachtes Bemessungsverfahren für Wände und Stützen

(1) Wenn ein genauerer Lösungsansatz nach 7.4.3.3 fehlt, darf der Bemessungswiderstand gegen Normalkraft in einer ausgesteiften Stütze oder Wand in unbewehrtem Beton mit $f_{\mathrm{ck}} < 55$ MPa wie folgt berechnet werden:

$$N_{\mathrm{Rd}} = b \cdot h \cdot f_{\mathrm{cd,pl}} \cdot \Phi \tag{14.9}$$

Dabei ist

N_{Rd} der Widerstand gegen Normalkraft;

Φ der Faktor zur Berücksichtigung der Lastausmitte, einschließlich der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung

$$\Phi = 1{,}15 - 2{,}35 \cdot \frac{e_{\mathrm{tot}}}{h_{\mathrm{w}}} - 0{,}016 \cdot \frac{l_0}{h_{\mathrm{w}}} + \frac{f_{\mathrm{ck}}}{1\,000} \cdot \left(9 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w} - 4\right) - \Phi_{\varphi}$$
$$\leq 0{,}98 - 1{,}96 \frac{e_{\mathrm{tot}}}{h_{\mathrm{w}}} + \frac{f_{\mathrm{ck}}}{1000} \cdot \left(3 \cdot \frac{e_{\mathrm{tot}}}{h_{\mathrm{w}}} - 2\right) \tag{14.10}$$

Dabei ist

$$e_{\mathrm{tot}} = e_0 + e_{\mathrm{i}} \tag{14.11}$$

e_0 die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung, gegebenenfalls einschließlich der Auswirkungen von Decken (z. B. mögliche Einspannmomente, übertragen von einer Platte auf die Wand) sowie horizontaler Einwirkungen. Zur Bestimmung von e_0 darf ein äquivalentes Endmoment nach Theorie I. Ordnung $M_{0\mathrm{Ed}}$ verwendet werden, siehe O.7.2;

e_{i} die zusätzliche Lastausmitte zur Berücksichtigung der Auswirkungen geometrischer Imperfektionen, siehe 7.2.1;

Φ_{φ} eine Abminderungsanteil von Φ infolge von Kriechauswirkungen.

ANMERKUNG Es gilt Gleichung (14.12) für Φ_{φ}, es sei denn, ein Nationaler Anhang enthält eine andere Gleichung:

$$\Phi_{\varphi} = 0{,}12\varphi_{\mathrm{eff}} \cdot \frac{l_0}{h_{\mathrm{w}}} \cdot \left(0{,}075 - 0{,}1\frac{e_{\mathrm{tot}}}{h_{\mathrm{w}}}\right) \geq 0 \tag{14.12}$$

In einigen Fällen kann/können je nach Schlankheit das/die Endmoment(e) (M_{02}) für das Tragwerk kritischer als das äquivalente Endmoment nach Theorie I. Ordnung $M_{0\mathrm{Ed}}$ sein. In diesen Fällen sollte Gleichung (14.2) für den Grenzzustand der Tragfähigkeit verwendet werden.

(2) Andere vereinfachte Verfahren dürfen angewendet werden, sofern sie mindestens das gleiche Sicherheitsniveau sicherstellen wie ein genaues Verfahren nach 7.8.5.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

14.5 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

(1) Spannungen sollten überprüft werden, wenn konstruktionsbedingter Zwang zu erwarten ist.

(2) Die folgenden Maßnahmen sollten zur Sicherstellung einer ausreichenden Gebrauchstauglichkeit in Betracht gezogen werden:

a) im Hinblick auf eine Rissbildung:

— Begrenzung der Betonzugspannungen nach Abschnitt 9;

— Anordnung einer konstruktiven Zusatzbewehrung (Oberflächenbewehrung, erforderlichenfalls Zugankersystem);

— Anordnung von Fugen;

— Wahl betontechnischer Maßnahmen (z. B. geeignete Betonzusammensetzung, Nachbehandlung);

— Wahl geeigneter Bauverfahren;

b) im Hinblick auf die Begrenzung der Verformungen:

— Festlegung einer Mindestquerschnittsabmessung (siehe 14.6);

— Begrenzung der Schlankheit bei Druckgliedern.

(3) Jede Bewehrung in sonst unbewehrten Betonbauteilen sollte die Dauerhaftigkeitsanforderungen nach Abschnitt 6 erfüllen; dies gilt auch, wenn sie nur konstruktiv als nichttragend berücksichtigt wird.

14.6 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Konstruktionsregeln

14.6.1 Tragende Bauteile

(1) Die Gesamtdicke einer unbewehrten Ortbetonwand sollte nicht kleiner als 120 mm sein.

(2) Zur Begrenzung der Rissbildung kann es notwendig sein, lokale Bewehrung an Schlitzen und Aussparungen zu ergänzen.

14.6.2 Arbeitsfugen

(1) Arbeitsfugen sollten nach 8.2.6 bemessen werden.

(2) In Bereichen, in denen Betonzugspannungen an Arbeitsfugen erwartet werden, muss eine bauliche Durchbildung der Bewehrung für den erforderlichen Widerstand und zur Begrenzung der Rissbildung erfolgen.

14.6.3 Streifen- und Einzelfundamente

(1) Wenn genauere Angaben fehlen, dürfen axial belastete Streifen- und Einzelfundamente unbewehrt bemessen und ausgeführt werden, wenn

$$\frac{0{,}85 \cdot h_{\mathrm{F}}}{a_{\mathrm{F}}} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{\mathrm{gd}}}{f_{\mathrm{ctd,pl}}}} \tag{14.13}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

eingehalten wird. Vereinfachend darf das Verhältnis in Gleichung (14.14) verwendet werden:

$$\frac{h_F}{a_F} \geq 2 \tag{14.14}$$

Dabei ist

h_F die Fundamenthöhe;

a_F der Abstand vom Fundamentrand bis zum Stützenrand (siehe Bild 14.2);

σ_{gd} der Bemessungswert des Sohldrucks.

Bild 14.2 — Unbewehrte Flachgründungen; Bezeichnungen

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang A
(normativ)

Anpassung von Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe

A.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser normative Anhang enthält Angaben zur Grundlage der empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe und Festlegungen für die Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe bei unterschiedlichen Zuverlässigkeitsniveaus.

A.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser normative Anhang gilt für alle Abschnitte und Anhänge dieser Norm.

A.3 Allgemeines

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe nach Tabelle 4.3(NDP) dürfen entsprechend diesem Anhang A angepasst werden, wenn mindestens eine der Bedingungen nach Tabelle A.1(NDP) eingehalten wird.

(3) Falls nachgewiesen wird, dass die tatsächlichen statistischen Daten mindestens einer der folgenden Variablen:

— Baustofffestigkeit;

— dominante geometrische Größe; oder

— Modellunsicherheit,

ungünstiger sind als die Werte nach Tabelle A.2, müssen die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe nach Tabelle 4.3(NDP) entsprechend (3) angepasst werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle A.1a(NDP) — Werte von angepassten Baustoffbeiwerten –Allgemeines

Bedingung für angepasste Baustoffbeiwerte	Ständige und vorübergehende Bemessungs-situationen			Außergewöhnliche Bemessungs-situationen		
	γ_S	γ_C	γ_V	γ_S	γ_C	γ_V
a) falls die Bauausführung sicherstellt, dass geometrische Abweichungen der Toleranz-klasse 2 nach EN 13670 eingehalten werden	1,08	1,48	1,33	0,97	1,15	1,11
	nach (3) und (4) falls auch andere Bedingungen erfüllt sind					
b) falls die Berechnung des Bemessungswiderstands auf dem Wert der im fertigen Tragwerk gemessenen dominanten geometrischen Größe basiert und der Variationskoeffizient der Messung nicht größer als die in (5) angegebenen Werte ist.	1,04	1,48	1,29	0,95	1,15	1,08
	nach (3) und (5) falls auch andere Bedingungen erfüllt sind					
c) falls die Berechnung des Bemessungswiderstands auf dem Bemessungswert der statischen Nutzhöhe nach (6) basiert	1,03	—	1,29	0,94	—	1,07
	nach (3) und (6) falls auch andere Bedingungen erfüllt sind					
d) falls die Ortbetonfestigkeit im fertigen Tragwerk nach EN 13791:2019, Abschnitt 8, bewertet wird	γ_C nach (7)					
e) falls der Nachweis des Tragwerks oder des Bauteils in Übereinstimmung mit genaueren Verfahren durchgeführt wird, die reduzierte Unsicherheiten des Widerstandsmodells sicherstellen.	γ_S und γ_C nach (3), wobei die statistischen Werte, die die Modellunsicherheiten nach Tabelle A.2 beschreiben, durch die tatsächlichen Werte ersetzt werden					
f) falls der Nachweis des Tragwerks oder des Bauteils unter Anwendung nichtlinearer Berech-nung durchgeführt und die Modellunsicherheit nach F.4(1) getrennt berücksichtigt wird.	1,20	1,46	1,31[b]	1,09	1,16	1,16[b]
g) falls der Zielwert für den Zuverlässigkeitsindex β_{tgt} nach Tabelle A.3 in Übereinstimmung mit der zuständigen Behörde angepasst wird	γ_S und γ_C nach (3) mit den statistischen Werten nach Tabelle A.2					
h) falls nachgewiesen werden kann, dass die statistischen Daten entweder der Baustoff-festigkeit[a], der dominanten geometrischen Größe oder des Widerstandsmodells günstiger sind (kleinerer Variationskoeffizient oder größerer Faktor der systematischen Abweichung) als die Werte nach Tabelle A.2	γ_S und γ_C nach (3), wobei die entsprechenden statistischen Werte nach Tabelle A.2 durch die tatsächlichen Werte ersetzt werden					

ANMERKUNG 1 Die Werte nach Tabelle A.1(NDP) gelten, sofern der Nationale Anhang keine anderen Werte enthält.

[a] Falls der Teilsicherheitsbeiwert auf den charakteristischen Wert der Baustofffestigkeit angewendet wird, wird der Vorteil eines reduzierten Variationskoeffizienten der Baustofffestigkeit durch die Verringerung des Verhältnisses f_{ym}/f_{yk} nach Tabelle A.2 kompensiert.

[b] Diese Werte gelten für Versagensarten ähnlich dem Durchstanz- und Querkraftversagen in Bauteilen ohne Querkraftbewehrung.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle A.1b(NDP) — Werte von angepassten Baustoffbeiwerten – Zusätzliche Festlegungen für Fertigteile

Bedingung für die Anpassung von Baustoffbeiwerten bei Fertigbauteilen	Ständige und vorübergehende Bemessungs-situationen			Außergewöhnliche Bemessungs-situationen		
	γ_S	γ_C	γ_V	γ_S	γ_C	γ_V
(i) Im Fall, dass a) erfüllt ist und das AVCP 2+ System angewendet wird	1,10	1,40	1,30	0,95	1,05	1,05
(j) Im Fall, dass das AVCP 2+ System angewendet wird und die Berechnung des Bemessungswerts des Widerstands auf kritischen Abmessungen basiert, einschließlich der statischen Nutzhöhe, die entweder: — verminderte Toleranzen aufweist; oder — am fertigen Tragwerk gemessen wird	1,05	1,35	1,28	0,90	1,05	1,05

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle A.2 — Statistische Daten, die für die Berechnung von Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 4.3(NDP) angenommen werden

	Variationskoeffizient	Faktor der systematischen Abweichung[a]
Teilsicherheitsbeiwert für die Bewehrung γ_S		
Streckgrenze f_y	$V_{fy} = 0{,}045$	$f_{ym}/f_{yk} = \exp(1{,}645 V_{fy})$
Statische Nutzhöhe d	$V_d = 0{,}050$[b]	$\mu_d = 0{,}95$[b]
Modellunsicherheit	$V_{\theta s} = 0{,}045$[c]	$\mu_{\theta s} = 1{,}09$[c]
Variationskoeffizient und Faktor der systematischen Abweichung des Widerstands für die Bewehrung	$V_{RC} = 0{,}081$c[i]	$\mu_{RS} = 1{,}115$[i]
Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_C		
Druckfestigkeit f_c (Prüfkörper)	$V_{fy} = 0{,}100$	$f_{cm}/f_{ck} = \exp(1{,}645 V_{fc})$[d]
Faktor für Ortbeton $\eta_{is} = f_{c,ais}/f_c$[e]	$V_{\eta is} = 0{,}120$	$\mu_{\eta is} = 0{,}95$
Betonfläche A_c	$V_{Ac} = 0{,}040$	$\mu_{Ac} = 1{,}00$
Modellunsicherheit	$V_{\theta c} = 0{,}060$[f]	$\mu_{\theta c} = 1{,}02$[f]
Variationskoeffizient und Faktor der systematischen Abweichung des Widerstands für Beton	$V_{RC} = 0{,}176$[i]	$\mu_{RC} = 1{,}142$[i]
Teilsicherheitsbeiwert für Querkraft und Durchstanzen γ_V (siehe 8.2.2, 8.4, I.8.3.1, I.8.5)		
Druckfestigkeit f_c (Prüfkörper)	$V_{fc} = 0{,}100$	$f_{cm}/f_{ck} = \exp(1{,}645 V_{fc})$[d]
Faktor für Ortbeton $\eta_{is} = f_{c,ais}/f_c$[e]	$V_{\eta is} = 0{,}120$	$\mu_{\eta is} = 0{,}95$
Statische Nutzhöhe d	$V_d = 0{,}050$[b]	$\mu_d = 0{,}95$[b]
Modellunsicherheit	$V_{\theta s} = 0{,}107$[g]	$\mu_{\theta s} = 1{,}10$[g]
Restunsicherheiten	$V_{res,v} = 0{,}046$[h]	–
Variationskoeffizient und Faktor der systematischen Abweichung des Widerstands für Querkraft und Durchstanzen (Bauteile ohne Querkraftbewehrung)	$V_{RV} = 0{,}137$[i]	$\mu_{RV} = 1{,}085$[i]

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur..

Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

		Variationskoeffizient	Faktor der systematischen Abweichung[a]
a	Die Werte in dieser Spalte beziehen sich auf das Verhältnis zwischen dem Mittelwert und den in den Bemessungsgleichungen verwendeten Werten (charakteristische Werte oder Nennwerte).		
b	Diese Werte gelten für $d = 200$ mm. Für andere statische Nutzhöhen gelten: $V_d = 0{,}05(200/d)^{2/3}$ und $\mu_d = 1 - 0{,}05(200/d)^{2/3}$.		
c	Der Teilsicherheitsbeiwert γ_S wird für den Fall der reinen Biegung nach 5.2.4 und 8.1 kalibriert.		
d	Diese Gleichung ersetzt das Verhältnis nach Tabelle 5.1 für die Zwecke von Anhang A.		
e	Der Faktor für Ortbeton η_{is} berücksichtigt die Differenz zwischen der tatsächlichen Ortbetonfestigkeit im Tragwerk $f_{c,ais}$ und der Festigkeit des Prüfkörpers f_c. Die Festigkeit $f_{c,is}$, wird an entnommenen 2:1-Bohrkernen nach EN 13791 bewertet, siehe (7).		
f	Der Teilsicherheitsbeiwert γ_C wird für den Fall des axialen Drucks nach 5.1.6 und 8.1 kalibriert.		
g	Der Teilsicherheitsbeiwert γ_V wird für den Fall des Durchstanzens nach 8.4 kalibriert und gilt auch im Fall einer Querkraft ohne Querkraftbewehrung nach 8.2.2 (ähnliche statistische Werte).		
h	Die Restunsicherheiten beziehen sich auf die Korngröße der Gesteinskörnung, die Fläche und den Abstand der Bewehrung sowie auf die Stützenquerschnittsabmessungen.		
i	Auf Grundlage der vorstehend genannten statistischen Werte und unter Anwendung von Gleichung (A.2) und Gleichung (A.3).		

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur..

Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Der angepasste Teilsicherheitsbeiwert darf berechnet werden als:

$$\gamma_{\mathrm{M}} = \frac{\exp\left(\alpha_{\mathrm{R}} \cdot \beta_{\mathrm{tgt}} \cdot V_{\mathrm{RM}}\right)}{\mu_{\mathrm{RM}}} \tag{A.1}$$

Dabei ist

Index M S bei Bewehrung, C bei Beton unter Druck und V bei Querkraft;

α_{R} der Sensitivitätsfaktor für den Widerstand nach Tabelle A.3(NDP);

β_{tgt} der Zielwert für den 50-Jahres-Zuverlässigkeitsindex nach Tabelle A.3(NDP);

V_{RM} der Variationskoeffizient des Widerstands, der berechnet werden darf aus:

$$V_{\mathrm{RS}} = \sqrt{V_{\mathrm{fy}}^2 + V_{\mathrm{d}}^2 + V_{\theta\mathrm{s}}^2} \tag{A.2a}$$

$$V_{\mathrm{RC}} = \sqrt{V_{\mathrm{fc}}^2 + V_{\eta\mathrm{is}}^2 + V_{\mathrm{Ac}}^2 + V_{\theta\mathrm{c}}^2} \tag{A.2b}$$

$$V_{\mathrm{RV}} = \sqrt{\left(\frac{V_{\mathrm{fc}}}{3}\right)^2 + \left(\frac{V_{\eta\mathrm{is}}}{3}\right)^2 + V_d^2 + V_{\theta\mathrm{v}}^2 + V_{\mathrm{res,v}}^2} \tag{A.2c}$$

Dabei sind die Variationskoeffizienten jeder Unsicherheit in Tabelle A.2 festgelegt oder aktualisiert [zu den Bedingungen siehe Tabelle A.1(NDP)];

μ_{RM} der Faktor der systematischen Abweichung des Widerstands, der berechnet werden darf aus:

$$\mu_{\mathrm{RS}} = \frac{f_{\mathrm{ym}}}{f_{\mathrm{yk}}} \mu_d \cdot \mu_{\theta\mathrm{s}} \tag{A.3a}$$

$$\mu_{\mathrm{RC}} = \frac{f_{\mathrm{cm}}}{f_{\mathrm{ck}}} \mu_{\eta\mathrm{is}} \cdot \mu_{\mathrm{Ac}} \cdot \mu_{\theta\mathrm{c}} \tag{A.3b}$$

$$\mu_{\mathrm{RV}} = \left(\frac{f_{\mathrm{cm}}}{f_{\mathrm{ck}}} \cdot \mu_{\eta\mathrm{is}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \mu_d \cdot \mu_{\theta\mathrm{V}} \tag{A.3c}$$

Dabei sind die Faktoren der systematischen Abweichung jeder Unsicherheit in Tabelle (A.2) festgelegt oder aktualisiert [zu den Bedingungen siehe Tabelle A.1(NDP)].

ANMERKUNG Nach prEN 1990:2020, C.4.3.2, darf die angenäherte Gleichung (A.1) für $V_{\mathrm{RM}} < 0{,}20$ angewendet werden. Die genaue Gleichung zur Anwendung bei größeren Variationskoeffizienten V_{RM} kann prEN 1990:2020, Gleichung (C.17), entnommen werden (die um 3 % höhere Werte von γ_{M} für $V_{\mathrm{RM}} = 0{,}30$ enthält).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle A.3(NDP) — Sensitivitätsfaktoren α_R für den Widerstand und Zielwerte für den 50-Jahres-Zuverlässigkeitsindex β_{tgt}

Bemessungssituationen/Grenzzustände	Sensitivitätsfaktoren α_R für den Widerstand	Zielwert für den 50-Jahres-Zuverlässigkeitsindex β_{tgt}
Ständige oder vorübergehende Bemessungssituation	0,8	3,8
Ermüdungswirksame Bemessungssituation	0,8	3,8
Außergewöhnliche Bemessungssituation	0,8	2,0

ANMERKUNG 1 Diese Werte beziehen sich auf CC2. Zu anderen Schadensfolgeklassen siehe prEN 1990:2002, Abschnitt 4.

ANMERKUNG 2 Die Werte für den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex nach Tabelle A.2(NDP) gelten, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

(4) Unterliegt die Ausführung einem Qualitätssicherungssystem, mit dem sichergestellt wird, dass die geometrischen Abweichungen der Toleranzklasse 2 nach EN 13670 eingehalten werden, dürfen die statistischen Daten der geometrischen Werte nach Tabelle A.2 ersetzt werden durch:

— statische Nutzhöhe d der Bewehrung:

$V_d = 0{,}025$ bei $d \geq 200$ mm oder $V_d = 0{,}025(200/d)^{2/3}$ anderenfalls; $\mu_d = 0{,}975$;

— Betonfläche: $V_{Ac} = 0{,}02$ und $\mu_{Ac} = 1{,}00$.

(5) Falls die Berechnung des Bemessungswiderstands auf dem Wert der im fertigen Tragwerk gemessenen dominanten geometrischen Größen (z. B. der statischen Nutzhöhe bei Biegung oder der Betonfläche für Normaldruckkraft) am maßgebenden Querschnitt basiert, dürfen die statistischen Daten der geometrischen Werte nach Tabelle A.2 ersetzt werden durch:

— statische Nutzhöhe d der Bewehrung: $V_d = 0{,}015$ und $\mu_d = 1{,}00$;

— Betonfläche: $V_{Ac} = 0{,}015$ und $\mu_{Ac} = 1{,}00$.

Die Messungen der statischen Nutzhöhe und der Betonfläche sollten zur Berücksichtigung der vorstehend festgelegten Variationskoeffizienten durchgeführt werden. Wenn das nicht möglich ist, sollten die statistischen Werte zur Berücksichtigung der tatsächlichen Messunsicherheiten angepasst werden.

(6) Die statistischen Daten der statischen Nutzhöhe nach Tabelle A.2 dürfen ersetzt werden durch $V_d = 0{,}00$ und $\mu_d = 1{,}00$, wenn die Berechnung des Bemessungswerts des Widerstands auf dem Bemessungswert der statischen Nutzhöhe d_d basiert:

$$d_d = d_{nom} - \Delta d \tag{A.4}$$

Dabei ist

Δd der Abweichungswert der statischen Nutzhöhe:

$\Delta d = 15$ mm bei Betonstahl und Spannstahl im nachträglichen Verbund;

$\Delta d = 5$ mm bei Spannstahl im sofortigen Verbund.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Der Bemessungswert der statischen Nutzhöhe d_d kann verwendet werden, sofern ein Nationaler Anhang keine Beschränkungen angibt.

(7) Falls die Druckfestigkeit von Beton nach EN 13791:2019, Abschnitt 8, bewertet wird, darf der Teilsicherheitsbeiwert γ_C unter Verwendung von Gleichung (A.1) angepasst werden, wobei Gleichung (A.2b), Gleichung (A.2c), Gleichung (A.3b) und Gleichung (A.3c) durch Gleichung (A.5) bzw. Gleichung (A.6) ersetzt werden sollten:

$$V_{\mathrm{RC}} = \sqrt{V_{\mathrm{fc,is,corr}}^2 + V_{\mathrm{Ac}}^2 + V_{\theta\mathrm{c}}^2} \tag{A.5a}$$

$$V_{\mathrm{RV}} = \sqrt{\left(\frac{V_{\mathrm{fc,is,corr}}}{3}\right)^2 + V_{\mathrm{d}}^2 + V_{\theta\mathrm{v}}^2 + V_{\mathrm{res,v}}^2} \tag{A.5b}$$

und

$$\mu_{\mathrm{RC}} = \mu_{\mathrm{fc,is}} \cdot \mu_{\mathrm{Ac}} \cdot \mu_{\theta\mathrm{c}} \tag{A.6a}$$

$$\mu_{\mathrm{RV}} = \mu_{\mathrm{fc,is}}^{1/3} \cdot \mu_{\mathrm{d}} \cdot \mu_{\theta\mathrm{v}} \tag{A.6b}$$

Dabei ist

V_{Ac}, $V_{\theta\mathrm{c}}$, μ_{Ac} und $\mu_{\theta\mathrm{c}}$ Tabelle A.2 entnommen oder aktualisiert unter Berücksichtigung der Fälle b), c), e), g) oder h) nach Tabelle A.1;

$$V_{\mathrm{fc,is,corr}} = \frac{k_{\mathrm{d,n}}}{\alpha_{\mathrm{R}} \cdot \beta_{\mathrm{tgt}}} V_{\mathrm{fc,is}} \tag{A.7}$$

$$\mu_{\mathrm{fc,is}} = \exp\left(k_{\mathrm{n}} \cdot V_{\mathrm{fc,is}}\right) \tag{A.8}$$

$k_{\mathrm{d,n}}$ ein Parameter, der von der Anzahl der Proben nach Tabelle A.4 abhängt;

$V_{\mathrm{fc,is}}$ der Variationskoeffizient der Bohrkernfestigkeit nach EN 13791, jedoch nicht kleiner als 0,08;

k_{n} der Parameter, der von der Anzahl der Proben abhängt und zur Berechnung von $f_{\mathrm{ck,is}}$ nach EN 13791:2019, Tabelle 6, verwendet wurde (siehe auch Tabelle A.4).

Tabelle A.4 — Werte von k_{n} und $k_{\mathrm{d,n}}$ als Funktion der Probenanzahl n

n	8	10	12	16	20	30	∞
k_{n}	2,00	1,92	1,87	1,81	1,76	1,73	1,645
$k_{\mathrm{d,n}}$(für $\alpha_{\mathrm{R}} \cdot \beta_{\mathrm{tgt}} = 3{,}04$)	5,07	4,51	4,19	3,85	3,64	3,44	3,04

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang B
(normativ)

Zeitabhängiges Baustoffverhalten: Kriechen, Schwinden und elastische Dehnung von Beton und Relaxation von Spannstahl

B.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser normative Anhang enthält detailliertere Festlegungen zum zeitabhängigen Baustoffverhalten, d. h. zum Kriechen, Schwinden und elastische Dehnungen von Beton und Relaxation von Spannstahl.

B.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser normative Anhang gilt für alle Arten von Bauteilen und Tragwerken. Bei Bauteilen und Tragwerken, die sehr empfindlich in Bezug auf Verformungen reagieren, sollten Prüfungen des Elastizitätsmoduls, des Kriechens und Schwindens durchgeführt werden. Für genauere Vorhersagen der Relaxationsverluste sollten Ergebnisse der Relaxationsprüfungen des Spannstahls berücksichtigt werden.

B.3 Allgemeines

ANMERKUNG 1 Sowohl Kriechen als auch Schwinden werden in zwei Komponenten unterteilt, das Grundkriechen und das Trocknungskriechen bzw. das Grundschwinden und das Trocknungsschwinden aufgrund der deutlichen Auswirkung der klimatischen Umgebungsbedingungen auf die Größenordnung und die Kinetik der zeitabhängigen Verformungen.

ANMERKUNG 2 Die Trocknungsschwinddehnung bildet sich langsam aus, da sie eine Funktion der Wassermigration durch den erhärteten Beton ist. Der Grundwert der Schwinddehnung bildet sich bei der Betonerhärtung aus: Der Hauptanteil bildet sich bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren aus. Grundschwinden ist eine Funktion des Wasserzementwerts und somit der Betonfestigkeit. Es sollte insbesondere dort berücksichtigt werden, wo hochfester Frischbeton auf bereits erhärteten Beton aufgebracht wird. Bei normalfestem Beton ist der Wert ε_{cbs} eher niedrig. Für den Verbund zwischen altem und frischem/jungen Beton sollte stets das Gesamtschwinden berücksichtigt werden (Risiko der Rissbildung).

ANMERKUNG 3 Die Datengrundlage für die Modelle repräsentiert die meisten Untersuchungen des Kriechens und Schwindens, die weltweit in den Jahren 1960 bis 2000 durchgeführt wurden. Betone mit neuen Bindemittelarten, wie Betone mit einem hohen Anteil (nahe oder oberhalb der in EN 206 oder Nationalen Anwendungsdokumente definierten Höchstwerte) an Flugasche oder gemahlener granulierter Hochofenschlacke (GGBS, en: ground granulated blast-furnace slag) werden durch die Modelle nicht ausreichend repräsentiert.

ANMERKUNG 4 Die Indizes „cm“ oder „ck“ von Werten $f_{cm} = f_{cm,ref}$ oder $f_{ck} = f_{ck,ref}$ beziehen sich auf jeden festgelegten Wert zwischen 28 Tagen und 91 Tagen.

(1) Die frühe zeitliche Festigkeitsentwicklung von Beton (langsam, normal, schnell) wird in die Klassen CS, CN und CR nach Tabelle B.1 unterteilt, die nachfolgend anhand der Eigenschaften und Zusammensetzungen von Zementen/Bindemitteln festgelegt werden (siehe Gleichung (B.2) und Gleichung (B.17) oder Tabelle B.2, Tabelle B.4 und Tabelle D.3):

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle B.1 — Klassen der Festigkeitsentwicklung von Beton

Klasse	Zusammensetzung und Eigenschaften des Bindemittels		
	Zementart	Festigkeitsklasse des Zements[a], z. B.	Zusammensetzung des Bindemittels (Zement und Bindemittelkomponente SCM[b])
CS	CEM III CEM II/B	32,5 N 42,5 N	Portlandzement (CEM I) und mehr als 65 % Massenanteil gemahlene granulierte Hochofenschlacke (GGBS) oder mehr als 35 % Massenanteil Flugasche (fa)
CN	CEM II CEM I	42,5 N 32,5 R	Portlandzement (CEM I) und mehr als 35 % Massenanteil aber weniger als 65 % Massenanteil gemahlene granulierte Hochofenschlacke (GGBS) oder mehr als 20 % Massenanteil aber weniger als 35 % Massenanteil Flugasche (fa)
CR	CEM I	42,5 R 52,5 N; 52,5 R	—

a Nach EN 197-1.

b Wird als Bindemittel für den Wasserzementwert nach EN 206 betrachtet.

(2) Die Beziehungen für Kriechen und Schwinden nach Anhang B dienen der Vorhersage des zeitabhängigen mittleren Querschnittsverhaltens eines unbewehrten Bauteils, das für nicht länger als 14 Tage feucht nachbehandelt wird. Diese Werte sollten in Verbindung mit 7.3.1(6), 7.3.1(7), 7.4.2, 7.6.4, 9.1(3) und 9.3.3(2) verwendet werden.

(3) Sofern keine besonderen Festlegungen getroffen werden, gelten die Verhältnisse für Tragwerksbeton (12 MPa $\leq f_{ck} \leq$ 100 MPa), der durch konstante Druckspannungen $\sigma_c \leq 0{,}40 f_{cm}(t_0)$ bei einem Betonalter bei Belastungsbeginn t_0 [sofern nicht korrigiert durch Gleichung (B.17)] beansprucht wird, und der einer mittleren relativen Luftfeuchte zwischen 20 % und 100 % bei einer mittleren Temperatur zwischen 5 °C und 30 °C ausgesetzt ist. Das Betonalter bei Belastungsbeginn sollte mindestens 1 Tag betragen. Die Verhältnisse berücksichtigen die Schwindverformung, die ab einem Betonalter von 1 Tag beginnt. Zu veränderlichen Spannungen siehe B.8.

(4) Die Beziehungen dürfen auch auf Beton unter Zug angewendet werden.

(5) Sowohl Grundschwinden als auch Trocknungsschwinden sind isotrope Dehnungen. Kriechen ist eine anisotrope Dehnung. Bei ungerissenem Beton darf die Poisson-Zahl für das Grund- und das Trocknungsschwinden mit 0,2 angenommen werden.

B.4 Zeitabhängige Entwicklung der Betonfestigkeit und der Steifigkeit

ANMERKUNG Die Betondruckfestigkeit in einem Alter t ist abhängig von der Zusammensetzung des Betons, der Zusammensetzung und den Eigenschaften des Bindemittels, der Temperatur und den Nachbehandlungsbedingungen.

(1) Bei einer mittleren Temperatur von 20 °C und bei einer Nachbehandlung nach EN 13670 darf die Betondruckfestigkeit zu unterschiedlichen Zeitpunkten $f_{cm}(t)$ mit Gleichung (B.1) und Gleichung (B.2) abgeschätzt werden. Für andere Temperaturen darf das Betonalter nach Gleichung (B.18) berücksichtigt werden.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \tag{B.1}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

mit

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[s_C\left(1-\sqrt{\frac{t_{ref}}{t}}\right)\sqrt{\frac{28}{t_{ref}}}\right] \tag{B.2}$$

Dabei ist

s_C ein Koeffizient, der abhängig ist von der frühen Festigkeitsentwicklung des Betons und der Betonfestigkeit nach Tabelle B.2.

Die Werte von s_C in Tabelle B.2 gelten für Beton, der durch die berücksichtigten Daten abgedeckt ist, siehe B.3, Anmerkung 3. In anderen Fällen, z. B. im Fall eines hohen Gehalts an puzzolanhaltigem Bindemittel, sollte für Tragwerke, die empfindlich gegenüber auftretenden Druckspannungen sind, der Wert im Versuch bestimmt werden.

Tabelle B.2 — Werte des Koeffizienten s_C für unterschiedliche frühe Festigkeitsentwicklungen des Betons und der Betonfestigkeit

Betonfestigkeit	Entwicklung der Betonfestigkeit[a]		
	Klasse CS	Klasse CN	Klasse CR
$f_{ck} \leq 35$ MPa	0,6	0,5	0,3
35 MPa $< f_{ck} <$ 60 MPa	0,5	0,4	0,2
$f_{ck} \geq 60$ MPa	0,4	0,3	0,1

[a] Siehe B.3(1).

ANMERKUNG Die zeitabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit hängt besonders stark von der frühen Zementfestigkeitsklasse, der Nachbehandlung und den Trocknungsbedingungen sowie den Abmessungen der tragenden Bauteile ab.

(2) Die Zugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ darf wie folgt angenommen werden:

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}{}^{0,6} \cdot f_{ctm} \tag{B.3}$$

Dabei ergibt sich β_{cc} aus Gleichung (B.2) und die Werte für f_{ctm} sind in Tabelle 5.1 enthalten.

(3) Wenn die zeitabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit von wesentlicher Bedeutung ist, sollten Prüfungen unter Berücksichtigung der Expositionsbedingungen und der Abmessungen des tragenden Bauteils durchgeführt werden.

(4) Die zeitabhängige Entwicklung des Elastizitätsmoduls darf wie folgt abgeschätzt werden:

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}{}^{1/3} E_{cm} \tag{B.4}$$

Dabei ergibt sich β_{cc} aus Gleichung (B.2) und E_{cm} aus Gleichung (5.1).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

B.5 Grundgleichungen zur Ermittlung der Kriechzahl

(1) Die gesamte mittlere Kriechzahl $\varphi(t,t_0)$ darf nach Gleichung (B.5) berechnet werden. Zu den charakteristischen Werten der Kriechzahl siehe (8).

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_{\mathrm{bc}}(t,t_0) + \varphi_{\mathrm{dc}}(t,t_0) \tag{B.5}$$

Dabei ist

$\varphi_{\mathrm{bc}}(t,t_0)$ die Grundkriechzahl, Gleichung (B.6);

$\varphi_{\mathrm{dc}}(t,t_0)$ die Trocknungskriechzahl, Gleichung (B.9);

t das Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt, in Tagen;

t_0 das Betonalter bei Belastungsbeginn, in Tagen, angepasst nach Gleichung (B.17).

(2) Die Grundkriechzahl $\varphi_{\mathrm{bc}}(t,t_0)$ darf abgeschätzt werden mit:

$$\varphi_{\mathrm{bc}}(t,t_0) = \beta_{\mathrm{bc},f_{\mathrm{cm}}} \cdot \beta_{\mathrm{bc},t-t_0} \tag{B.6}$$

Dabei ist

$\beta_{\mathrm{bc},f_{\mathrm{cm}}}$ eine Funktion zur Beschreibung der Auswirkung der Betonfestigkeit auf das Grundkriechen, siehe Gleichung (B.7);

$\beta_{\mathrm{bc},t-t_0}$ eine Funktion zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Grundkriechens, siehe Gleichung (B.8);

$$\beta_{\mathrm{bc},f_{\mathrm{cm}}} = \frac{1{,}8}{\left(f_{\mathrm{cm},28}\right)^{0{,}7}} \tag{B.7}$$

$$\beta_{\mathrm{bc},t-t_0} = \ln\left(\left(\frac{30}{t_{0,\mathrm{adj}}} + 0{,}035\right)^2 (t-t_0)+1\right) \tag{B.8}$$

wobei $t_{0,\mathrm{T}}$ das angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn, in Tagen, nach Gleichung (B.17) ist.

(3) Die Trocknungskriechzahl φ_{dc} darf abgeschätzt werden mit:

$$\varphi_{\mathrm{dc}}(t,t_0) = \beta_{\mathrm{dc},f_{\mathrm{cm}}} \cdot \beta_{\mathrm{dc,RH}} \cdot \beta_{\mathrm{dc},t_0} \cdot \beta_{\mathrm{dc},t-t_0} \tag{B.9}$$

Dabei ist

$\beta_{\mathrm{dc},f_{\mathrm{cm}}}$ eine Funktion zur Beschreibung der Auswirkung der Betonfestigkeit auf das Trocknungskriechen, siehe Gleichung (B.10);

$\beta_{\mathrm{dc,RH}}$ eine Funktion zur Beschreibung der Auswirkung der relativen Luftfeuchte und der wirksamen Bauteildicke auf das Trocknungskriechen, siehe Gleichung (B.11);

β_{dc,t_0} eine Funktion zur Beschreibung der Auswirkung des angepassten Betonalters bei Belastungsbeginn auf das Trocknungskriechen, siehe Gleichung (B.12);

$\beta_{\mathrm{dc},t-t_0}$ eine Funktion zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung des Trocknungskriechens, siehe Gleichung (B.13);

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\beta_{\mathrm{dc},f_{\mathrm{cm}}} = \frac{412}{{f_{\mathrm{cm,28}}}^{1,4}} \tag{B.10}$$

$$\beta_{\mathrm{dc,RH}} = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1\,\frac{h_{\mathrm{n}}}{100}}} \tag{B.11}$$

$$\beta_{\mathrm{dc},t_0} = \frac{1}{0,1 + t} \tag{B.12}$$

$$\beta_{\mathrm{dc},t-t_0} = \left[\frac{(t-t_0)}{\beta_{\mathrm{h}} + (t-t_0)}\right]^{\gamma(t_{0,\mathrm{adj}})} \tag{B.13}$$

mit

$$\gamma(t_{0,\mathrm{adj}}) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,\mathrm{adj}}}}} \tag{B.14}$$

$$\beta_{\mathrm{h}} = 1,5h_{\mathrm{n}} + 250\alpha_{f_{\mathrm{cm}}} \leq 1\,500\alpha_{f_{\mathrm{cm}}} \tag{B.15}$$

und

$$\alpha_{f_{\mathrm{cm}}} = \left(\frac{35}{f_{\mathrm{cm,28}}}\right)^{0,5} \tag{B.16}$$

Dabei ist

RH die relative Luftfeuchte [%] der Umgebung;

h_{n} $= 2A_{\mathrm{c}}/u$ die wirksame Bauteildicke [mm], wobei A_{c} die Querschnittsfläche und u der Umfang des tragenden Bauteils in Kontakt mit der Umgebungsluft ist;

$t_{0,\mathrm{adj}}$ das angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn, in Tagen, angepasst nach Gleichung (B.17);

$t - t_0$ die nicht angepasste Belastungsdauer [d].

(4) Die Auswirkung der frühen Festigkeitsentwicklung des Betons auf die Kriechzahl des Betons darf berücksichtigt werden, indem das Betonalter bei Belastungsbeginn t_0 zu $t_{0,\mathrm{adj}}$ nach Gleichung (B.17) geändert wird:

$$t_{0,\mathrm{adj}} = t_{0,\mathrm{T}}\left[\frac{9}{2 + t_{0,\mathrm{T}}^{1,2}} + 1\right]^{\alpha_{\mathrm{SC}}} \geq 0,5 \tag{B.17}$$

Dabei ist

$t_{0,\mathrm{T}}$ das Betonalter bei Belastungsbeginn, in Tagen, angepasst entsprechend der Betontemperatur, wie in Gleichung (B.18) angegeben. Für $T = 20$ °C ist $t_{0,\mathrm{T}} = t_0$;

α_{SC} ein Koeffizient, der von der Festigkeitsentwicklung des Betons abhängig ist [siehe B.3(1)]:

$\alpha_{\mathrm{SC}} = -1$ für Klasse CS;

$\alpha_{\mathrm{SC}} = 0$ für Klasse CN;

$\alpha_{\mathrm{SC}} = 1$ für Klasse CR.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

(5) Die Auswirkungen von erhöhten oder verminderten Betontemperaturen in einem Bereich von 0 °C ≤ T ≤ +80 °C auf die Festigkeitsentwicklung des Betons dürfen durch die Anpassung des Betonalters nach Gleichung (B.18) wie folgt berücksichtigt werden:

$$t_{\mathrm{T}} = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_{\mathrm{i}} \cdot \exp\left(13{,}65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_{\mathrm{i}})}\right) \tag{B.18}$$

Dabei ist

t_{T} das temperaturangepasste Betonalter in Tagen, welches t in den entsprechenden Gleichungen ersetzt;

Δt_{i} die Anzahl der Tage, an denen die Temperatur T vorherrscht;

$T(\Delta t_{\mathrm{i}})$ die mittlere Betontemperatur, in °C, im Zeitintervall Δt_{i}.

(6) Für hohe Spannungsniveaus im Bereich von $0{,}4 f_{\mathrm{cm}}(t_0) < \sigma_{\mathrm{c}} < 0{,}6 f_{\mathrm{cm}}(t_0)$ darf die Nichtlinearität des Kriechens durch Anpassung der Kriechzahl nach Gleichung (B.19) berücksichtigt werden:

$$\varphi_{\sigma}(t,t_0) = \varphi(t,t_0) \cdot e\exp[1{,}5(k_{\sigma} - 0{,}4)] \text{ für } 0{,}4 < k_{\sigma} \leq 0{,}6 \tag{B.19}$$

Dabei ist

$\varphi_{\sigma}(t,t_0)$ die nichtlineare rechnerische Kriechzahl;

$k_{\sigma} = \dfrac{\sigma_{\mathrm{c}}}{f_{\mathrm{cm}}(t_0)}$ das Spannungs-Festigkeits-Verhältnis.

(7) Kriechdehnungen dürfen mit Gleichung (B.20) berechnet werden:

$$\varepsilon_{\mathrm{cc}}(t,t_0) = \varphi(t,t_0)\frac{\sigma_{\mathrm{c}}}{E_{\mathrm{c}}} \tag{B.20}$$

Dabei ist

$$E_{\mathrm{c}} = \alpha_{\mathrm{c}} \cdot E_{\mathrm{cm}} \tag{B.21}$$

$$\alpha_{\mathrm{c}} = \frac{1}{0{,}8 + 0{,}2\dfrac{f_{\mathrm{cm,28}}}{88}} \geq 1{,}0 \tag{B.22}$$

Dabei ist E_{c} der Tangenten- und E_{cm} der Sekanten-Elastizitätsmodul.

(8) Die unteren und oberen charakteristischen Werte der Kriechzahl φ_{k} dürfen anegnommen werden mit:

— $\varphi_{\mathrm{k;0,10}} = 0{,}6\varphi(t,t_0)$ und $\varphi_{\mathrm{k;0,05}} = 0{,}5\varphi(t,t_0)$;

— $\varphi_{\mathrm{k;0,90}} = 1{,}4\varphi(t,t_0)$ und $\varphi_{\mathrm{k;0,95}} = 1{,}5\varphi(t,t_0)$.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

B.6 Grundgleichungen zur Ermittlung der Schwinddehnung

(1) Die gesamte mittlere Schwind- oder Quelldehnung $\varepsilon_{\mathrm{cs}}(t,t_{\mathrm{s}})$ darf nach Gleichung (B.23) berechnet werden. Für charakteristische Werte der Schwind- oder Quelldehnung siehe (4).

$$\varepsilon_{\mathrm{cs}}(t,t_s) = \varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t) + \varepsilon_{\mathrm{cds}}(t - t_{\mathrm{s}}) \tag{B.23}$$

Dabei wird das Schwinden unterteilt in das Grundschwinden $\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t)$, das auch ohne Feuchtigkeitsverlust auftritt:

$$\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t) = \varepsilon_{\mathrm{cbs},f_{\mathrm{cm}}} \cdot \beta_{\mathrm{bs,t}} \cdot \alpha_{\mathrm{NDP,b}} \tag{B.24}$$

und in das Trocknungsschwinden $\varepsilon_{\mathrm{cds}}(t,t_{\mathrm{s}})$, das das zusätzliche Schwinden bei Feuchtigkeitsverlust angibt:

$$\varepsilon_{\mathrm{cds}}(t - t_{\mathrm{s}}) = \varepsilon_{\mathrm{cds},f_{\mathrm{cm}}} \cdot \beta_{\mathrm{RH}} \cdot \beta_{\mathrm{ds},t-t_{\mathrm{s}}} \cdot \alpha_{\mathrm{NDP,d}} \tag{B.25}$$

Dabei ist

$\varepsilon_{\mathrm{cbs},f_{\mathrm{cm}}}$ das rechnerische Grundschwindmaß, siehe Gleichung (B.26);

$\varepsilon_{\mathrm{cds},f_{\mathrm{cm}}}$ das rechnerische Trocknungsschwindmaß, siehe Gleichung (B.28);

$\beta_{\mathrm{bs,t}}$ eine Funktion zur Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung des Grundschwindens, siehe Gleichung (B.27);

β_{RH} ein Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkung der relativen Luftfeuchte auf das Trocknungsschwinden, siehe Gleichung (B.29);

$\beta_{\mathrm{ds},t-t_{\mathrm{s}}}$ eine Funktion zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Trocknungsschwindens, siehe Gleichung (B.31);

t_{s} das Betonalter bei Beginn der Trocknung [d];

$t - t_{\mathrm{s}}$ die tatsächliche (nicht angepasste) Trocknungsdauer [d].

ANMERKUNG Die Werte von $\alpha_{\mathrm{NDP,b}}$ und $\alpha_{\mathrm{NDP,d}}$ betragen 1,0, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

(2) Das Grundschwinden $\varepsilon_{\mathrm{cbs}}$ (t) nach Gleichung (B.24) darf durch Anwendung von Gleichung (B.26) und Gleichung (B.27) abgeschätzt werden:

$$\varepsilon_{\mathrm{cbs},f_{\mathrm{cm}}} = -\alpha_{\mathrm{bs}} \left(\frac{f_{\mathrm{cm,28}}}{60 + f_{\mathrm{cm,28}}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \tag{B.26}$$

$$\beta_{\mathrm{bs,t}} = 1 - \exp\left(-0{,}2\sqrt{t}\right) \tag{B.27}$$

Dabei ist

α_{bs} ein Koeffizient, der von der frühen Festigkeitsentwicklung des Betons abhängig ist, siehe Tabelle B.3.

Tabelle B.3 — Koeffizienten α_{bs} und α_{ds} in Gleichung (B.26) bzw. Gleichung (B.28)

Frühe Festigkeitsentwicklung des Betons[a]	α_{bs}	α_{ds}
Niedrige Frühfestigkeit: Klasse CS	800	3
Übliche Frühfestigkeit: Klasse CN	700	4
Hohe Frühfestigkeit: Klasse CR	600	6

[a] Siehe B.3(1).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Für das Trocknungsschwinden $\varepsilon_{\mathrm{cds}}(t\text{-}t_{\mathrm{s}})$ nach Gleichung (B.25) dürfen Gleichung (B.28) bis Gleichung (B.31) angewendet werden:

$$\varepsilon_{\mathrm{cds},f_{\mathrm{cm}}} = (220+110\alpha_{\mathrm{ds}}) \cdot \exp\left(-0{,}012 f_{\mathrm{cm,28}}\right) \cdot 10^{-6} \tag{B.28}$$

$$\beta_{\mathrm{RH}} = -1{,}55 \cdot \left[1-\left(\frac{RH}{RH_{\mathrm{eq}}}\right)^3\right] \qquad \text{für } 20\ \% \leq RH \leq RH_{\mathrm{eq}} \tag{B.29a}$$

$$\beta_{\mathrm{RH}} = -1{,}55 \cdot \left[1-\left(\frac{RH}{RH_{\mathrm{eq}}}\right)^2\right] \qquad \text{für } RH_{\mathrm{eq}} < RH < 100\ \% \tag{B.29b}$$

$$\beta_{\mathrm{RH}} = -1{,}55 \cdot \left[1-\left(\frac{RH}{RH_{\mathrm{eq}}}\right)^2\right] + 0{,}25 \qquad \text{für } RH = 100\ \% \tag{B.29c}$$

$$RH_{\mathrm{eq}} = 99 \cdot \left(\frac{35}{f_{\mathrm{cm,28}}}\right)^{0{,}1} \leq 99 \tag{B.30}$$

$$\beta_{\mathrm{ds},t-t_s} = \left[\frac{(t-t_s)}{0{,}035 h_{\mathrm{n}}^2 + (t-t_{\mathrm{s}})}\right]^{0{,}5} \tag{B.31}$$

Dabei ist

α_{ds} ein Koeffizient, der von der frühen Festigkeitsentwicklung des Betons abhängig ist, siehe Tabelle B.3;

RH_{eq} die innere relative Luftfeuchte des Betons [%] bei Gleichgewicht. Das berücksichtigt die Selbsttrocknung (relevant bei Hochleistungsbeton).

(4) Die unteren und oberen charakteristischen Werte der Gesamtschwinddehnung bzw. der Gesamtquelldehnung $\varepsilon_{\mathrm{cs}}$ dürfen angenommen werden mit:

— $\varepsilon_{\mathrm{k;0,10}} = 0{,}6\varepsilon_{\mathrm{cs}}\ (t,t_{\mathrm{s}})$ und $\varepsilon_{\mathrm{k;0,05}} = 0{,}5\varepsilon_{\mathrm{cs}}\ (t,t_{\mathrm{s}})$;

— $\varepsilon_{\mathrm{k;0,90}} = 1{,}4\varepsilon_{\mathrm{cs}}\ (t,t_{\mathrm{s}})$ und $\varepsilon_{\mathrm{k;0,95}} = 1{,}5\varepsilon_{\mathrm{cs}}\ (t,t_{\mathrm{s}})$.

B.7 Prüfungen zu elastischen Verformungen, Kriechen und Schwinden

(1) Wenn ein Bauteil oder ein Tragwerk sehr empfindlich in Bezug auf Verformungen reagiert (z. B. Brücken aus Spannbetonträgern mit großen Stützweiten), sollten Prüfungen des Elastizitätsmoduls, des Kriech- und Schwindverhaltens durchgeführt werden.

(2) Es sollten jedoch nur Prüfungen bei empfindlichen Tragwerken durchgeführt werden, wenn:

— die Bemessung mit oberen und unteren Grenzwerten der Kriechzahl [siehe B.5(8)] und der Gesamtschwinddehnung oder Gesamtquelldehnung [siehe B.6(4)] mit

$\varphi_{\mathrm{k;0,10}} = 0{,}6\varphi(t,t_0)$; $\varphi_{\mathrm{k;0,05}} = 0{,}5\varphi(t,t_0)$;

$\varphi_{\mathrm{k;0,90}} = 1{,}3\varphi(t,t_0)$; $\varphi_{\mathrm{k;0,95}} = 1{,}4\varphi(t,t_0)$;

$\varepsilon_{\mathrm{k;0,10}} = 0{,}6\varepsilon(t,t_{\mathrm{s}})$; $\varepsilon_{\mathrm{k;0,05}} = 0{,}5\varepsilon(t,t_{\mathrm{s}})$;

$\varepsilon_{\mathrm{k;0,90}} = 1{,}3\varepsilon(t,t_{\mathrm{s}})$; $\varepsilon_{\mathrm{k;0,95}} = 1{,}4\varepsilon(t,t_{\mathrm{s}})$;

keine zufriedenstellenden Ergebnisse hinsichtlich der Grenzzustände ergibt;

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— ein Beton verwendet wird, für den die berücksichtigten Prognosemodelle nicht gelten, siehe B.3, Anmerkung 3;

— die Umgebungsbedingungen am Tragwerk nicht in den Prognosemodellen nach B.5 und B.6 berücksichtigt werden.

(3) Die Prüfungen sollten entsprechend der folgenden Prüfnormen erfolgen:

— elastische Verformung, Elastizitätsmodul: EN 12390-13;

— Kriechen: EN 12390-15;

— Schwinden: EN 12390-16.

(4) Bei Prüfungen für Kriechen und Schwinden muss eine Mindestdauer der Beanspruchung bzw. Trocknung von 3 Monaten eingehalten werden.

(5) Mit dem folgenden Verfahren wird auf der Grundlage von Prüfergebnissen ein angepasstes Modell für das Kriechen oder Schwinden erhalten.

Die Kriechzahl sollte ermittelt werden als:

$$\varphi(t,t_0) = \xi_{\mathrm{bc1}} \cdot \varphi_{\mathrm{bc}}(t,t_0) + \xi_{\mathrm{dc1}} \cdot \varphi_{\mathrm{dc}}(t,t_0) \tag{B.32}$$

Dabei dürfen die angepassten Funktionen der zeitabhängigen Entwicklung (siehe B.5) verwendet werden mit:

$$\beta_{\mathrm{bc},t-t_0} = \ln\left(\left(\frac{30}{t_{0,\mathrm{adj}}}+0{,}035\right)^2 \frac{(t-t_0)}{\xi_{\mathrm{bc2}}} + 1\right) \tag{B.33}$$

$$\beta_{\mathrm{dc},t-t_0} = \left[\frac{(t-t_0)}{\beta_{\mathrm{h}}\xi_{\mathrm{dc2}} + (t-t_0)}\right]^{\gamma(t_{0,\mathrm{adj}})} \tag{B.34}$$

Die Schwinddehnung sollte ermittelt werden mit:

$$\varepsilon_{\mathrm{cs}}(t,t_{\mathrm{s}}) = \xi_{\mathrm{bs1}} \cdot \varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t) + \xi_{\mathrm{ds1}} \cdot \varepsilon_{\mathrm{cds}}(t-t_s) \tag{B.35}$$

Dabei ergeben sich die angepassten Funktionen der zeitabhängigen Entwicklung (siehe B.6) mit:

$$\beta_{\mathrm{bs,t}} = 1 - \exp\left(-0{,}2\xi_{\mathrm{bs2}}\sqrt{t}\right) \tag{B.36}$$

$$\beta_{\mathrm{ds},t-t_s} = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0{,}035\xi_{\mathrm{ds2}} \cdot h_{\mathrm{n}}^2 + (t-t_{\mathrm{s}})}} \tag{B.37}$$

Die Parameter ξ_{bc1}, ξ_{bc2}, ξ_{dc1} und ξ_{dc2} für das Kriechen sowie die Parameter ξ_{bs1}, ξ_{bs2}, ξ_{ds1} und ξ_{ds2} für das Schwinden sollten so bestimmt werden, dass die Summe der Abweichungsquadrate zwischen der Modellschätzung und den Versuchsergebnissen auf ein Mindestmaß beschränkt wird. Die Dehnungsmesswerte aus Versuchsergebnissen, die für die Kalibrierung zu verwenden sind, sollten bei konstanten Intervallen in der logarithmischen Zeitskala genommen werden, d. h. in einer geometrischen Folge von Ablesezeiten, in Übereinstimmung mit den Prüfnormen.

Sobald die Parameter ermittelt sind, dürfen die Eingaben des Modells verändert werden, um die Bedingungen vor Ort zu erfüllen, solange diese Bedingungen innerhalb der Gültigkeit der Prognosemodelle nach B.3 liegen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Das Kalibrieren der Modelle mit Versuchsergebnissen reduziert den Variationskoeffizienten von 30 % auf 10 %. Jedoch wird die Variation nicht gänzlich beseitigt.

B.8 Genauere Berechnung für Kriechen bei veränderlicher Belastung

(1) Eine konstante Spannung $\sigma_c(t_0)$, die zum Zeitpunkt t_0 aufgebracht wird, führt zu einer anschließenden spannungsabhängigen Dehnung $\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0)$ zum Zeitpunkt t, die der Summe der elastischen Dehnung $\varepsilon_{ci}(t_0)$ und der Kriechdehnung $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ entspricht. Diese darf angegeben werden als:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t,t_0) = \sigma_c(t_0)\left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t,t_0)}{E_c(28)}\right] = \sigma_c(t_0)J(t,t_0) \tag{B.38}$$

Dabei ist

$J(t,t_0)$ die Kriechfunktion oder der Kriechzustand, welche die spannungsabhängige Gesamtdehnung je Einheit der Spannung repräsentieren;

$E_c(t_0)$ der Tangenten-Elastizitätsmodul bei Belastungsbeginn t_0;

$E_c(28)$ der Tangenten-Elastizitätsmodul beim Betonalter von 28 Tagen.

(2) Innerhalb eines Gebrauchsspannungsbereichs von $\sigma_c \leq 0{,}40 f_{cm}$ darf davon ausgegangen werden, dass Kriechen in linearem Bezug zur Spannung steht. Eine Überlagerung darf angewendet werden. Die durch den Spannungs-Zeit-Verlauf erzeugte Dehnung $\sigma_c(t)$ darf ermittelt werden, indem der Spannungs-Zeit-Verlauf in kleine Abschnitte $\Delta\sigma_c$ zerlegt wird, aufgebracht zu den Zeitpunkten τ_i, und die entsprechenden Dehnungen [siehe Gleichung (B.39)] aufsummiert werden.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,\sigma_c) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t,t_0) + \sum_{i=1}^{n} \Delta\sigma_c(\tau_i) \cdot J(t,\tau_i) \tag{B.39}$$

Wenn $\sigma_c(t)$ eine stetige Funktion ist, darf der Ausdruck $\Delta\sigma_c(\tau_i)$ durch $\frac{\partial\sigma_c(\tau)}{\partial\tau} \cdot d\tau$ ersetzt werden.

Wenn t als das Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt und die Zeit τ als die Integrationsvariable im Bereich von $t_0 \leq \tau \leq t$ liegen, darf Gleichung (B.39) wie folgt angegeben werden:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,\sigma_c) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t,t_0) + \int_{t_0}^{t} \frac{\partial\sigma_c(\tau)}{\partial\,\tau} \cdot J(t,\tau_i) \tag{B.40}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

B.9 Relaxation von Spannstahl

(1) Die Berechnung der Verluste der Spanngliedspannung infolge der Relaxation des Spannstahls sollte auf der Grundlage des Wertes ρ_{1000} erfolgen, des Relaxationsverlustes [%] bei 1 000 Stunden nach dem Spannen mit einer Anfangslast von entweder 70 % oder 80 % der tatsächlichen Festigkeit des Spannstahls und bei einer mittleren Temperatur von 20 °C.

(2) Die Werte für ρ_{1000} dürfen entweder Tabelle B.4 oder Prüfzeugnissen des Herstellers der spezifischen Fertigungscharge von Spannstahl für dieselbe Art von Spannstahl entnommen werden.

Tabelle B.4 — Relaxation von Spannstahl

Maximale Relaxation bei 1 000 Stunden[a]	$\boldsymbol{\rho_{1000}}$		
Art des Spannstahls	**Drähte und Litzen**	**Stäbe** $\phi \leq 15$ mm	**Stäbe** $\phi > 15$ mm
für eine Anfangsspannung σ_{pi} von 50 % der tatsächlichen Zugfestigkeit f_p	0 %	0 %	0 %
für eine Anfangsspannung σ_{pi} von 70 % der tatsächlichen Zugfestigkeit f_p	2,5 %	6,0 %	4,0 %
für eine Anfangsspannung σ_{pi} von 80 % der tatsächlichen Zugfestigkeit f_p	4,5 %	—	—
ANMERKUNG 1 Die Werte gelten für alle Festigkeitsklassen von Spannstahl. ANMERKUNG 2 Wenn genauere Angaben fehlen, können Relaxationsverluste linear zwischen den Anfangsspannungswerten interpoliert werden. ANMERKUNG 3 Es kann $f_p = f_{pk}$ angenommen werden, falls die tatsächliche Festigkeit des Spannstahl nicht bekannt ist. ANMERKUNG 4 Relaxationsverluste sind empfindlich von der Temperatur des Spannstahls abhängig.			
[a] Relaxationsverluste gelten bei einer mittleren Temperatur von 20 °C.			

(3) Die zeitliche Entwicklung des Relaxationsverlustes darf entsprechend Gleichung (B.41) angenommen werden:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = \rho_{1000}\left(\frac{24 \cdot t}{1\,000}\right)^{k_\rho} \tag{B.41}$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{pr}$ der absolute Wert des Spannungsverlusts im Spannstahl;

σ_{pi} die Anfangsspannung im Spannstahl;

k_ρ ein Koeffizient, der die zeitliche Entwicklung der Relaxationsverluste beschreibt, ein Wert von $k_\rho = 0{,}16$ darf angenommen werden;

ρ_{1000} der Relaxationsverlust [%] nach 1 000 Stunden bei einer Anfangsspannung σ_{pi}.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Falls der Relaxationsverlust Prüfzeugnissen entnommen wird, die auf Prüfungen nach EN ISO 15630-3 mit einer Dauer von mindestens 1 000 Stunden beruhen, darf angenommen werden, dass die Entwicklung des Relaxationsverlusts $\Delta\sigma_{\mathrm{pr}}$ im Zeitverlauf bei der Anfangsspannung σ_{pi} die optimierte Ausgleichskurve der tatsächlichen Prüfergebnisse nach Gleichung (B.42) ist:

$$(\Delta\sigma_{\mathrm{pr}}/\sigma_{\mathrm{pi}}) = b \cdot t^{\mathrm{a}} \tag{B.42}$$

Dabei sind a und b Koeffizienten der Ausgleichskurve für die Relaxationsprüfungen, die mit einer Anfangsspannung σ_{pi} durchgeführt wurden.

(5) Der Langzeitwert (Endwert) des Relaxationsverlusts darf für die Zeit t, die der geplanten Nutzungsdauer des Tragwerks entspricht, unter Verwendung von Gleichung (B.41) oder Gleichung (B.42) abgeschätzt werden.

(6) In Fällen, in denen die mittlere Temperatur des Spannstahls 30 °C oder mehr beträgt, sollte der Relaxationsverlust auf Grundlage von Prüfungen nach EN ISO 15630-3 bei einer Anfangsspannung σ_{pi} und angenommener tatsächlicher mittlerer Temperatur über eine Dauer von mindestens 1 000 Stunden bestimmt und danach über den Zeitverlauf nach Gleichung (B.42) extrapoliert werden.

ANMERKUNG Wenn Bauteile aus Spannbeton einer Wärmebehandlung (z. B. durch Dampf) unterzogen werden, siehe Abschnitt 13 zu Relaxationsverlusten während der Wärmebehandlung.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang C
(normativ)

Anforderungen an Baustoffe

C.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser normative Anhang enthält ergänzende Anforderungen für Baustoffeigenschaften mit Mindest- oder Höchstwerten oder einem Intervall von Werten, für die die Bemessungs- und Konstruktionsregeln nach diesem Eurocode gelten. Dieser normative Anhang gibt diese Anforderungen als Angaben für Produzenten, Hersteller und Prüfingenieure an.

C.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser normative Anhang gilt für Baustoffe und Bauprodukte nach Abschnitt 5 sowie nach Anhang J, Anhang JA, Anhang L, und Anhang M.

(2) Betonfertigteilprodukte nach EN 13369, die mit diesem Eurocode bemessen werden, müssen mit Baustoffen nach Anhang C hergestellt werden.

C.3 Beton

C.3.1 Normalbeton (C) und Leichtbeton (LWAC)

(1) Bei der Bemessung und Konstruktion nach diesem Eurocode müssen die Betonfestigkeitsklassen und die Betonwiderstandsklassen nach EN 206 verwendet werden. Zwischenfestigkeiten von f_{ck} dürfen in der Bemessung verwendet werden.

C.3.2 Stahlfaserbeton (SFRC)

(1) In L.5.2 werden Nachrissfestigkeitsklassen für Beton festgelegt, der mit Stahlfasern nach EN 14889-1 bewehrt ist, die auf der charakteristischen, Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{R,1k}$ (1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 4,0; 5,0; 6,0; 8,0) basieren. Die Duktilitätsklassen a) bis e) werden nach Bild C.1 festgelegt.

ANMERKUNG 1 Die Klassifikation wird entsprechend $f_{R,1k}$ und das Verhältnis $f_{R,3k}/f_{R,1k}$ durch einen Buchstaben bezeichnet. Der Buchstabe definiert die in Bild L.1a) dargestellte Duktilitätsklasse.

ANMERKUNG 2 Die in diesem Eurocode verwendeten Werte der charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeit entsprechen den nach EN 14651 im Alter t_{ref} nach 5.1.3(2) bestimmten Werten.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

Legende
X Rissbreite
Y $f_{R,ik}/f_{R,1k}$

Bild C.1 — Darstellung der Duktilitätsklassen

(2) Der Prüfbericht des Stahlfaserbetons muss die Last-*CMOD*-Kurve oder die Last-Durchbiegungs-Kurve und die Proportionalitätsgrenze *LOP* enthalten.

(3) Wenn der Stahlfasergehalt bestimmt werden muss, muss er im ausgedruckten Prüfbericht in der Mischanlage ergänzt werden. Wenn ein Aufzeichnungsgerät fehlt, können die Herstellungsaufzeichnungen in Verbindung mit der Anleitung für die Herstellung der Betonmischung für die Charge entfallen. Der Stahlfasergehalt wird durch einen Mindestwert $m_{f,min}$ festgelegt.

(4) Falls eine neue Stahlfaserbetonmischung verwendet wird, muss eine Erstprüfung durch den Hersteller für einen Mischungsentwurf durchgeführt werden, der die festgelegte, charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit nach (1) erreicht.

(5) In der Erstprüfung muss nachgewiesen werden, dass mit den dokumentierten Herstellverfahren eine gleichmäßige Faserverteilung in den Probebalken erreicht wird.

(6) Es sind mindestens sechs Prüfbalken mit den Maßen 150 mm/150 mm/700 mm nach EN 14651 herzustellen. Die Maße des Prüfbalkens gelten bis zu einem Nennwert des Größtkorns der Gesteinskörnung von 16 mm bei runder Gesteinskörnung und 22 mm bei gebrochener Gesteinskörnung. Bei einem größeren Nennwert des Größtkorns müssen die Abmessungen der Prüfbalken besonders überprüft werden. Die Länge der Stahlfasern sollte nicht weniger als das 1,5-Fache der maximalen Korngröße betragen. Für die Herstellung der Prüfbalken aus Normalbeton muss EN 14651 beachtet werden.

(7) Für die Bestimmung von $f_{r1,k}$ und $f_{r3,k}$ muss der Wert von $\kappa_{k,max}$ nach EN 206 mit 0,6 angesetzt werden.

C.4 Betonstahl

C.4.1 Kohlenstoffbetonstahl

(1) In der Bemessung werden Betonstahlklassen verwendet. Betonstahlprodukte nach prEN 10080, die die folgenden Anforderungen erfüllen, dürfen in Festigkeitsklassen B nach Tabelle C.1a und in Duktilitätsklassen nach Tabelle C.1b eingeteilt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle C.1a — Festigkeitseigenschaften von Betonstahl nach prEN 10080

Eigenschaft	Festigkeitsklasse des Betonstahls[a]					
	B400	B450	B500	B550	B600	B700
Stäbe einschließlich gerichteter Stäbe Streckgrenze R_e oder $R_{p0,2}$ [MPa] (5 %-Quantil)	≥ 400	≥ 450	≥ 500	≥ 550	≥ 600	≥ 700
Ermüdungsspannungsschwingbreite $2\sigma_a$ [MPa] in der Prüfung für $N \geq 2 \times 10^6$ Zyklen auf Grundlage einer oberen Spannungsgrenze von $0{,}6f_{yk}$ (10 %-Quantil)[b]	160 für Stäbe und gerichtete Stäbe $\phi \leq 12$ mm 140 für Stäbe und gerichtete Stäbe 12 mm $< \phi \leq 16$ mm 130 für Stäbe und gerichtete Stäbe 16 mm $< \phi \leq 20$ mm 130 für gerade Stäbe $\phi > 20$ mm 100 für Betonstahlmatten $\phi \leq 12$ mm 80 für Betonstahlmatten $\phi > 12$ mm					
Mindestwert der bezogenen Rippenfläche $f_{R,min}$ oder der bezogenen Profilfläche $f_{P,min}$ (5 %-Quantil)	0,035 für $\phi \leq 6$ mm 0,040 für 6 mm $< \phi \leq 12$ mm 0,056 für $\phi > 12$ mm					

a Alle Festigkeitsklassen gelten, es sei denn, ein Nationaler Anhang schließt spezifische Klassen aus.

b Abweichende Ermüdungseigenschaften können in einem Nationalen Anhang festgelegt werden, wenn erhöhte Vorhaltemaße für die Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurve nach Anhang E erforderlich sind, indem höhere Werte der Ermüdungsspannungsschwingbreite und/oder der Anzahl der Zyklen festgelegt werden und durch Prüfung nach EN 10080 bestätigt werden. Wenn die Bewehrung ausschließlich für vorwiegend ruhende Einwirkungen verwendet wird, sind keine besonderen Ermüdungseigenschaften erforderlich.

Tabelle C.1b — Duktilitätseigenschaften für Betonstahl nach prEN 10080

Eigenschaften für schweißbare Bewehrung	Duktilitätsklasse		
	A	B	C
Wert von R_m/R_e (10 %-Quantil)	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35
Wert von $R_{e,act}/R_{e,nom}$ (10 %-Quantil)	—	≤ 1,3	≤ 1,3
Charakteristische Dehnung bei Höchstkraft, A_{gt} [%] (10 %-Quantil)	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5
Biegbarkeit	Bestandener Biege- und/oder Rückbiegeversuch nach EN 10080. Zum Rückbiegen von Betonstahl auf der Baustelle siehe die Anforderungen nach EN 13670.		

ANMERKUNG EN 10080 verweist auf eine Streckgrenze R_e, die sich auf die charakteristischen Werte, Mindest- und Höchstwerte bezieht, die auf Grundlage der Langzeit-Produktionsqualität ermittelt werden. Dagegen ist f_{yk} die charakteristische Fließgrenze beruhend auf ausschließlich dieser Bewehrung in einem bestimmten Tragwerk. Es besteht keine direkte Beziehung zwischen f_{yk} und dem charakteristischen Wert von R_e oder $R_{p0,2}$. Auf Grundlage der Verfahren zur Bewertung und zum Nachweis der Streckgrenze darf R_e nach EN 10080 als f_{yk} verwendet werden.

(2) In geschweißten Matten darf die erklärte Knotenkraft nicht niedriger sein als der festgelegte Mindestwert der Knotenkraft F_s von Schweißverbindungen. Der festgelegte Mindestwert ist:

$$F_s \geq 0{,}25 \cdot R_{e,nom} \cdot A_n \tag{C.1}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist $R_{e,nom}$ der Nennwert der charakteristischen Streckgrenze und A_n die Nennquerschnittsfläche entweder:

a) des dickeren Drahts im Knoten einer geschweißten Einzeldrahtmatte; oder

b) eines der Doppeldrähte in einer geschweißten Doppeldrahtmatte (Doppeldrähte in einer Richtung).

C.4.2 Nichtrostender Betonstahl

(1) In der Bemessung werden Betonstahlklassen verwendet. Nichtrostende Betonstahlerzeugnisse nach prEN 10370, die nach Anhang Q bemessen sind und die folgenden Anforderungen erfüllen, dürfen in Festigkeitsklassen B nach Tabelle C.2a und in Duktilitätsklassen nach Tabelle C.2b eingeteilt werden.

ANMERKUNG prEN 10370 verweist auf eine 0,2 %-Dehngrenze $R_{p0,2k}$, die in Bezug zu den charakteristischen Werten der unteren oder oberen Grenze des statistischen Toleranzintervalls steht. Dagegen ist $f_{0,2k}$ die charakteristische 0,2 %-Dehngrenze beruhend auf ausschließlich dieser Bewehrung in einem bestimmten Tragwerk. Es besteht keine direkte Beziehung zwischen $f_{0,2k}$ und dem charakteristischen Wert von $R_{p0,2k}$. Die in prEN 10370 angegebenen Bewertungs- und Nachweisverfahren der 0,2 %-Dehngrenze bieten dennoch eine ausreichende Überprüfung, um $f_{0,2k}$ zu ermitteln.

Tabelle C.2a — Festigkeitseigenschaften für Betonstahl nach prEN 10370

Eigenschaft	Festigkeitsklasse des Betonstahls[a]					
	B400	B450	B500	B550	B600	B700
Stäbe und gerichtete Erzeugnisse Streckgrenze $R_{p0,2k}$ [MPa] (5 %-Quantil)[b]	≥ 400	≥ 450	≥ 500	≥ 550	≥ 600	≥ 700
Ermüdungsspannungsschwingbreite $2\sigma_a$ [MPa] in einer Prüfung für $N \geq 5 \times 10^6$ Zyklen auf Grundlage eines Spannungsverhältnisses $\sigma_{min}/\sigma_{max} = 0{,}2$ für die Festigkeitsklasse B500, ausschließlich für nichtrostenden Stahl (10 %-Quantil)[b]	200 für $\phi \leq 16$ mm 185 für 16 mm $< \phi \leq$ 20 mm 170 für 20 mm $< \phi \leq$ 25 mm 160 für 25 mm $< \phi \leq$ 32 mm 150 für 32 mm $< \phi \leq$ 50 mm					
Mindestwert der bezogenen Rippenfläche $f_{R,min}$ oder der bezogenen Profilfläche $f_{P,min}$ (5 %-Quantil)	0,039 für $\phi \leq 6$ mm 0,045 für 6,5 mm $\leq \phi \leq$ 8,5 mm 0,052 für 9 mm $\leq \phi \leq$ 10,5 mm 0,056 für 11 mm $\leq \phi \leq$ 50 mm					

a Alle Festigkeitsklassen gelten, es sei denn, ein Nationaler Anhang schließt spezifische Klassen aus.

b Abweichende Ermüdungseigenschaften können in einem Nationalen Anhang festgelegt werden, wenn erhöhte Vorhaltemaße für die Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurve nach Anhang E erforderlich sind, indem höhere Werte der Ermüdungsspannungsschwingbreite und/oder der Anzahl der Zyklen festgelegt werden und durch durch Prüfung nach prEN 10370 bestätigt wird.

Tabelle C.2b — Duktilitätseigenschaften für Betonstahl nach prEN 10370

Eigenschaften für schweißbare Bewehrung	Duktilitätsklasse		
	A	B	C
Wert von $R_m/R_{p0,2k}$, wobei R_m auf die Spannung bei einer 7 %-Dehnung begrenzt werden sollte (10 %-Quantil)	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35
Wert von $R_{e,act}/R_{p0,2,nom}$ (10 %-Quantil)	—	≤ 1,3	≤ 1,3

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Eigenschaften für schweißbare Bewehrung	Duktilitätsklasse		
	A	B	C
Charakteristische Dehnung bei Höchstkraft A_{gt} [%] (10 %-Quantil)	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5
Biegbarkeit	Bestandener Biege- und/oder Rückbiegeversuch nach prEN 10370. Zum Rückbiegen von nichtrostendem Betonstahl auf der Baustelle siehe die Anforderungen nach EN 13670.		

C.5 Spannstahl

(1) In der Bemessung werden Spannstahlklassen verwendet. Spannstahlprodukte, die die folgenden Anforderungen erfüllen, dürfen in die Festigkeitsklassen Y nach Tabelle C.3 bis Tabelle C.5 eingestuft werden.

ANMERKUNG prEN 10138 (alle Teile) bezieht sich auf die charakteristischen Werte sowie die Mindest- und Höchstwerte der Prüfkraft, die auf Grundlage der Langzeit-Produktionsqualität ermittelt werden. Dagegen sind $f_{p0,1k}$ und f_{pk} die charakteristische Dehngrenze und Zugfestigkeit, beruhend auf ausschließlich dem Spannstahl, der für das Tragwerk erforderlich ist. Zwischen den beiden Wertereihen besteht keine direkte Beziehung. Auf Grundlage der Bewertungs- und Nachweisverfahren dürfen jedoch die charakteristischen Werte für die 0,1 %-Prüfkraft dividiert durch die Querschnittsfläche S_n nach prEN 10138 (alle Teile) als $f_{p0,1k}$ verwendet werden.

(2) Jeder Spannstahllieferung muss eine Bescheinigung beigefügt sein, die alle für deren Identifizierung erforderlichen Angaben nach 5.3.2(1) enthält.

Tabelle C.3 — Festigkeits-, Ermüdungs-, Duktilitäts- und Relaxationseigenschaften von Spanndrähten nach prEN 10138 (alle Teile)

Eigenschaft		Drähte – Festigkeitsklasse			
		Y1570	Y1670	Y1770	Y1860
Festigkeit	Charakteristische Streckgrenze $R_{p0,1k}$ [MPa], 5 %-Quantil	≥ 1 380	≥ 1 470	≥ 1 550	≥ 1 650
	Charakteristische Zugfestigkeit R_{pk} [MPa], 5 %-Quantil	≥ 1 570	≥ 1 670	≥ 1 770	≥ 1 860
	Wert der tatsächlichen Zugfestigkeit [MPa] für jeden einzelnen Probekörper	≤ 1 800	≤ 1 920	≤ 2 030	≤ 2 140
Ermüdung[a]	Ermüdungsspannungsschwingbreite bei Prüfung [MPa] für $N \geq 2 \times 10^6$ Zyklen mit einem oberen Grenzwert von 0,7 f_{pk} (10 %-Quantil)	200 für glatten Draht 180 für profilierten Draht			
Duktilität	Wert von $k = (f_{pk}/f_{p0,1k})$ (10 %-Quantil)	≥ 1,10			
	Charakteristische Dehnung bei Höchstkraft ε_{uk} [%] (10 %-Quantil)	≥ 3,5			
	Biegbarkeit	Bestandene Mindestanzahl von Rückbiegungen nach prEN 10138 (alle Teile)			

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Eigenschaft		Drähte – Festigkeitsklasse			
		Y1570	Y1670	Y1770	Y1860
Relaxation[b]	Relaxation bei 1 000 Stunden für die Anfangsspannung von 70 % der tatsächlichen Zugfestigkeit ρ_{1000}	≤ 2,5 %			
	Relaxation bei 1 000 Stunden für die Anfangsspannung von 80 % der tatsächlichen Zugfestigkeit ρ_{1000}	≤ 4,5 %			
ANMERKUNG	Alle Festigkeitsklassen gelten, es sei denn, ein Nationaler Anhang schließt spezifische Klassen aus.				

[a] Abweichende Ermüdungseigenschaften können in einem Nationalen Anhang festgelegt werden, wenn erhöhte Vorhaltemaße für die Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurve nach Anhang E erforderlich sind, indem höhere Werte der Ermüdungsspannungsschwingbreite und/oder der Anzahl der Zyklen festgelegt werden und durch Prüfung nach prEN 10138 bestätigt wird. Wenn die Bewehrung ausschließlich für vorwiegend ruhende Einwirkungen verwendet wird, sind keine besonderen Ermüdungseigenschaften erforderlich.

[b] Relaxationsverluste gelten bei einer mittleren Temperatur von 20 °C. Relaxationsverluste sind stark von der Temperatur des Spannstahls abhängig, siehe B.9.

Tabelle C.4 — Festigkeits-, Ermüdungs-, Duktilitäts- und Relaxationseigenschaften von Spannlitzen nach prEN 10138 (alle Teile)

Eigenschaft		Litzen – Festigkeitsklasse			
		Y1770	Y1860	Y1960	Y2060
Festigkeit	Charakteristische Streckgrenze $R_{p0,1k}$ [MPa], 5 %-Quantil	≥ 1 550	≥ 1 650	≥ 1 740	≥ 1 810
	Charakteristische Zugfestigkeit R_{pk} [MPa], 5 %-Quantil	≥ 1 770	≥ 1 860	≥ 1 960	≥ 2 060
	Wert der tatsächlichen Zugfestigkeit [MPa] für jeden einzelnen Probekörper	≤ 2 030	≤ 2 140	≤ 2 250	≤ 2 370
Ermüdung[a]	Ermüdungsspannungsschwingbreite bei Prüfung [MPa] für $N \geq 2 \times 10^6$ Zyklen mit einem oberen Grenzwert von 0,7 f_{pk} (10 %-Quantil)	190 für glatte Litze 170 für profilierte Litze			
Duktilität	Wert von $k = (f_{pk}/f_{p0,1k})$ (10 %-Quantil)	≥ 1,10			
	Charakteristische Dehnung bei Höchstkraft ε_{uk} [%] (10 %-Quantil)	≥ 3,5			
	Biegbarkeit	Bestandene Mindestanzahl von Rückbiegungen nach prEN 10138 (alle Teile)			
Relaxation[b]	Relaxation bei 1 000 Stunden für die Anfangsspannung von 70 % der tatsächlichen Zugfestigkeit ρ_{1000}	≤ 2,5 %			
	Relaxation bei 1 000 Stunden für die Anfangsspannung von 80 % der tatsächlichen Zugfestigkeit ρ_{1000}	≤ 4,5 %			

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Eigenschaft	Litzen – Festigkeitsklasse			
	Y1770	Y1860	Y1960	Y2060
ANMERKUNG Alle Festigkeitsklassen gelten, es sei denn, ein Nationaler Anhang schließt spezifische Klassen aus.				

[a] Abweichende Ermüdungseigenschaften können in einem Nationalen Anhang festgelegt werden, wenn erhöhte Vorhaltemaße für die Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurve nach Anhang E erforderlich sind, indem höhere Werte der Ermüdungsspannungsschwingbreite und/oder der Anzahl der Zyklen festgelegt werden und durch Prüfung nach prEN 10138 bestätigt wird. Wenn die Bewehrung ausschließlich für vorwiegend ruhende Einwirkungen verwendet wird, sind keine besonderen Ermüdungseigenschaften erforderlich.

[b] Relaxationsverluste sind stark von der Temperatur des Spannstahls abhängig, siehe B.9. Relaxationsverluste gelten bei einer mittleren Temperatur von 20 °C.

Tabelle C.5 — Festigkeits-, Ermüdungs-, Duktilitäts- und Relaxationseigenschaften von Spannstäben nach prEN 10138 (alle Teile)

Eigenschaft		Stäbe – Festigkeitsklasse			
		Y1030	Y1050	Y1100	Y1230
Festigkeit	Charakteristische Streckgrenze $R_{p0,1k}$ [MPa], 5 %-Quantil	≥ 835	≥ 950	≥ 900	≥ 1 080
	Charakteristische Zugfestigkeit R_{pk} [MPa], 5 %-Quantil	≥ 1 030	≥ 1 050	≥ 1 100	≥ 1 230
	Wert der tatsächlichen Zugfestigkeit [MPa] für jeden einzelnen Probekörper	≤ 1 180	≤ 1 210	≤ 1 260	≤ 1 370
Ermüdung[a]	Ermüdungsspannungsschwingbreite bei Prüfung [MPa] für $N \geq 2 \times 10^6$ Zyklen mit einem oberen Grenzwert von 0,7 f_{pk} (10 %-Quantil)	200 für glatte Stäbe $\phi_p \leq 40$ mm 150 für glatte Stäbe $\phi_p > 40$ mm 180 für gerippte Stäbe $\phi_p \leq 40$ mm 120 für gerippte Stäbe $\phi_p > 40$ mm			
Duktilität	Wert von $k = (f_{pk}/f_{p0,1k})$ (10 %-Quantil)	≥ 1,10			
	Charakteristische Dehnung bei Höchstkraft ε_{uk} [%] (10 %-Quantil)	≥ 3,5			
	Biegbarkeit	nicht relevant			
Relaxation[b]	Relaxation bei 1 000 Stunden für die Anfangsspannung von 70 % der tatsächlichen Zugfestigkeit ρ_{1000}	≤ 6 % für $\phi_p \leq 15$ mm ≤ 4 % für $\phi_p > 15$ mm			
	Maximale Relaxation bei 1 000 Stunden für die Anfangsspannung von 80 % der tatsächlichen Zugfestigkeit, ρ_{1000}	Durch Prüfung zu bestimmender Wert, wenn eine Spannung ≥ 0,7 f_{pk} vorgesehen ist.			
ANMERKUNG Alle Festigkeitsklassen gelten, es sei denn, ein Nationaler Anhang schließt spezifische Klassen aus.					

[a] Abweichende Ermüdungseigenschaften können in einem Nationalen Anhang festgelegt werden, wenn erhöhte Vorhaltemaße für die Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurve nach Anhang E erforderlich sind, indem höhere Werte der Ermüdungsspannungsschwingbreite und/oder der Anzahl der Zyklen festgelegt werden und durch Prüfung nach prEN 10138 bestätigt wird. Wenn die Bewehrung ausschließlich für vorwiegend ruhende Einwirkungen verwendet wird, sind keine besonderen Ermüdungseigenschaften erforderlich.

[b] Relaxationsverluste sind stark von der Temperatur des Spannstahls abhängig, siehe B.9. Relaxationsverluste gelten bei einer mittleren Temperatur von 20 °C.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

C.6 Mechanische Verbindungen

(1) Mechanische Verbindungen für das Stoßen von Betonstahlstäben müssen in der Lage sein, die maximale Zugfestigkeit R_m, die maximale Druckkraft mit Streckgrenze R_e und die prozentuale Gesamtdehnung bei Höchstlast A_{gt} aufzunehmen.

(2) Der nach der Entlastung des Prüfkörpers gemessene dauerhafte Schlupf darf 0,10 mm nicht übersteigen.

(3) Falls mechanische Verbindungen in der Bemessung gegen Ermüdung verwendet werden, gelten die Anforderungen nach Tabelle C.1a und Tabelle C.1b.

ANMERKUNG Die erforderlichen Eigenschaften können einer Europäischen Technischen Produktspezifikation (auf Grundlage von EAD 160129-00-0301) entnommen werden. Ein Nationaler Anhang kann weitere Anforderungen (z. B. an die Ermüdungsfestigkeit) und Hinweise bezüglich Kopplungen enthalten.

C.7 Kopfstäbe

(1) Der Anschluss der Köpfe an den Enden von Kopfstäben aus Betonstahl muss die Fließkraft F_{yd} des Stabdurchmessers ϕ aufnehmen können. Der Kopf muss dieselbe Stahlfestigkeit wie der Stab aufweisen. Der Kopfdurchmesser ϕ_h sollte $\phi_h \geq 3\phi$ sein.

(2) Falls Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung bemessen werden, sollten die Anforderungen nach Tabelle C.6 eingehalten werden.

Tabelle C.6 — Eigenschaften von Doppelkopfbolzen

Eigenschaft	Anforderung
Stahlfestigkeit der Köpfe	R_e des Bewehrungsstahls
Kopfdurchmesser ϕ_h (bezogen auf den Stabdurchmesser ϕ)	$\phi_h \geq 3\phi$
Vergrößerungfaktor für den Durchstanzwiderstand von Vollplatten	$\eta_{sys} \geq 1{,}8$
Charakteristischer Widerstand gegen Ermüdungsbelastung $\Delta\sigma_{Rsk}$ bei Prüfung für $N \geq 2 \times 10^6$ Zyklen auf Grundlage der oberen Spannungsgrenze von $0{,}6f_{yk}$	$\Delta\sigma_{Rsk} \geq 70$ MPa

ANMERKUNG Die erforderlichen Eigenschaften von doppelköpfigen Bolzen können einer Europäischen Technischen Produktspezifikation (auf Grundlage von EAD 160003-00-0301) entnommen werden. Ein Nationaler Anhang kann weitere Anforderungen enthalten.

(3) Die Druckfläche der Köpfe sollte eben und in 90° zum Stab angeordnet sein, sofern nicht durch eine Prüfung eine abweichende Anordnung nachgewiesen wird, die für die betrachtete Bemessungssituation geeignet ist.

C.8 Nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse

(1) Ein nachträglich eingemörtelter Bewehrungsanschluss besteht aus einem geraden Betonstahlstab mit Eigenschaften nach C.4 und einem Verankerungsmörtel. Die Leistung des nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlusses ist abhängig von den Bohrwerkzeugen und vom Vorbereiten des Bohrlochs (z. B. Fräsen und Reinigen) sowie vom Einpressen des Mörtels (z. B. Zufuhreinrichtung, Düsen, Kolbenanschluss, sofern zutreffend). Ihre Eignung sollte in einer Europäischen Technischen Produktspezifikation bestätigt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Die Verankerungsmörtel für nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse werden für diesen Eurocode in Verbundwirksamkeitsklassen eingeteilt, die einen Mindestwert der mittleren Verbundfestigkeit $f_{bm,req}$ nach Tabelle C.7 bei Prüfung und Beurteilung nach EAD 330087-00-0601 und unter Berücksichtigung der Bedingungen nach C.8(3) erreichen sollten.

ANMERKUNG Ein Nationaler Anhang kann weitere Festlegungen enthalten.

Tabelle C.7 — Erforderlicher Mindestwert der mittleren Verbundfestigkeit $f_{bm,rqd}$ [MPa]

Verbundwirksamkeits-klasse	Verbundwirksamkeitsfaktor $k_{b,pi}$	Erforderlicher Mindestwert der mittleren Verbundfestigkeit als Funktion der Betonfestigkeit f_{ck} (MPa)					
		12	16	20	30	40	≥ 50
CPI-1,0	1,0	7,7	8,9	10,0	12,2	14,1	15,8
CPI-0,9	0,9	7,0	8,0	9,0	11,0	12,7	14,2
CPI-0,8	0,8	6,2	7,2	8,0	9,8	11,3	12,6
CPI-0,7	0,7	5,4	6,3	7,0	8,6	9,9	11,1

ANMERKUNG 1 Dazwischenliegende Betonfestigkeitswerte dürfen linear interpoliert werden.

ANMERKUNG 2 Nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse mit dem Faktor $k_{b,pi} < 0{,}7$ werden nicht in diesem Eurocode erfasst.

(3) Die Festlegung der mittleren Verbundfestigkeit $f_{bm,pi}$ sollte die folgenden Einflussfaktoren berücksichtigen:

a) Umgebungsbedingungen: Korrosionsbeständigkeit (unter Berücksichtigung des höchstzulässigen Chloridgehalts des Betons für die vorgesehene Anwendung nach EN 206), Alkalität und mögliche schwefelhaltige Atmosphäre, Betriebstemperaturbedingungen, Frost-Tau-Bedingungen, Kriechverhalten unter Langzeitlasten;

b) Einbaubedingungen: Bohrverfahren, Bohrwerkzeuge einschließlich Bohrhilfen, Werkzeuge zum Vorbereiten des Bohrlochs (z. B. Fräswerkzeug), Reinigungsvorrichtungen, Verpresseinrichtungen für Mörtel (Zufuhreinrichtung, Düsen usw.), Betonzustand bei Einbau (trocken, feucht), Einbaurichtung (nach unten, horizontal, über Kopf), Betontemperatur bei Einbau, Verarbeitungszeit und Nachbehandlungsdauer des Verankerungsmörtels und Robustheit des Einbaus;

c) Vorgesehene Verwendungszwecke: Bereich von Betonstahlstabdurchmessern (für jedes Bohrverfahren), Betonfestigkeitsklassen und Arten der Belastung (statisch, quasi-statisch, ermüdungswirksam).

Die Europäische Technische Produktspezifikation sollte die zulässigen vorgesehenen Verwendungsbedingungen, Einbaubedingungen und Betriebstemperaturbedingungen zusammen mit dem entsprechenden Verbundwirksamkeitsfaktor sowie der maximalen Einbindetiefe für jedes Bohr- und Einbauverfahren enthalten.

Der geeignete Korrosionsschutz des Betonstabstahls unter Berücksichtigung der maßgebenden Umgebungsfaktoren sollte bezüglich des höchstzulässigen Chloridgehalts des Betons nach EN 206 für die vorgesehene Anwendung nachgewiesen werden.

Der Nachweis der Korrosionsbeständigkeit ist nicht erforderlich, wenn nachträglich eingemörtelte Betonstahlstäbe in Betonbauteilen mit Umgebungsbedingungen der Expositionsklassen X0 und XC1 (siehe Tabelle 6.1) verwendet oder aus korrosionsbeständigem Stahl hergestellt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Eine detaillierte Einbauanleitung des Herstellers sollte in der Europäischen Technischen Produktspezifikation enthalten sein.

C.9 Carbonfaserverstärkte Polymerbewehrung

C.9.1 CFRP-Bewehrung für Verstärkungen

(1) Für die Bemessung und Konstruktion nach diesem Eurocode müssen CFRP-Verstärkungssysteme verwendet werden, die den folgenden Mindestwerten oder dem folgenden Wertebereich der Eigenschaften entsprechen. Sofern nicht anders angemerkt, werden diese Eigenschaften nach ISO 10406 bestimmt oder sind in einer Europäischen Technischen Produktspezifikation enthalten.

(2) Anhang J enthält Bemessungsregeln für Bauteile, die mit CFRP-Bewehrung verstärkt sind, im Rahmen der folgenden Grenzen der erklärten Eigenschaften:

— die interlaminare Scherfestigkeit von CFRP-Bewehrung muss bei jedem System oder Bausatz größer oder gleich der Verbundfestigkeit des Klebstoffs sein;

— Mittelwert des Elastizitätsmoduls: 150 kN/mm² ≤ E_f ≤ 230 kN/mm²;

— elastische Steifigkeit: 20 kN/mm ≤ $E_f \cdot A_f / b_{sheet}$ ≤ 400 kN/mm;

— gesamter CFRP-Querschnitt je Längeneinheit der Breite von CFRP-Gelegen in der Gesamtheit aller Lagen: 100 mm²/m ≤ A_f/b_{sheet} ≤ 1 800 mm²/m.

(3) Die charakteristische Zugfestigkeit des Klebstoffs f_{Atk}, bestimmt nach EN 1504-4, muss f_{Atk} ≥ 14 N/mm² für die Bemessung nach Anhang J betragen.

(4) CFRP-Bewehrung, die in Übereinstimmung mit diesem Eurocode verwendet wird, muss einem System der Überprüfung der Leistungsbeständigkeit AVCP 1+ unterzogen werden.

(5) CFRP-Lamellen dürfen in nicht mehr als zwei Lagen verklebt sein. Die maximale Dicke des Querschnitts einer CFRP-Lamelle darf abzüglich des Klebstoffs 3 mm nicht überschreiten.

(6) In einem Schlitz darf nicht mehr als eine einzelne NSM-Lamelle oder -Stab verklebt sein.

C.9.2 Eingebettete FRP-Bewehrung

(1) Für die Bemessung und Konstruktion nach diesem Eurocode muss eingebettete FRP-Bewehrung verwendet werden, die den folgenden Mindestwerten oder dem folgenden Wertebereich der Eigenschaften entsprechen. Sofern nicht anders angemerkt, werden diese Eigenschaften nach ISO 10406 bestimmt oder sind in einer Europäischen Technischen Produktspezifikation enthalten.

(2) Anhang JA enthält Bemessungsregeln für Bauteile, die mit eingebetteter FRP-Bewehrung bewehrt sind, im Rahmen der folgenden Grenzen der deklarierten Eigenschaften:

— Mindestwert der Langzeit-Zugfestigkeit von $f_{ftk,100a} \geq 300$ MPa;

— Mindestwert des Elastizitätsmoduls von $E_{fR} \geq 40$MPa;

— Verhältnis von $f_{ftk,100a}/E_{fR} \leq 0{,}005$;

— Mindestwert von $f_{bd,100a}$ ≥ 1,5 MPa;

— gebogene FRP-Querkraftbügel müssen einen Langzeit-Zugwiderstand bei einer 0,4 %-Dehnung aufweisen.

(3) Eingebettete FRP-Bewehrung, die in Übereinstimmung mit diesem Eurocode verwendet wird, muss einem System der Überprüfung der Leistungsbeständigkeit AVCP 1+ unterzogen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang D
(informativ)

Beurteilung der frühzeitigen und der langfristigen Rissbildung infolge von Zwang

D.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält ergänzende Angaben für die Beurteilung der frühzeitigen und der langzeitigen Rissbildung infolge von Zwang im Allgemeinen mit besonderem Augenmerk auf Trennrissbildung.

ANMERKUNG Die nationalen Festlegungen zur Anwendung dieses informativen Anhangs sind in einem Nationalen Anhang angegeben. Enthält ein Nationaler Anhang keine Angaben zur Anwendung dieses informativen Anhangs, kann er angewendet werden.

D.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser informative Anhang gilt für alle Arten von Bauteilen und Tragwerken.

D.3 Allgemeines

(2) Das Hauptziel der Berechnung ist die Beurteilung des Rissbildungsrisikos R_{cr} oder eine Anleitung zu Rissberechnungen, falls Rissbildung erwartet wird. Das Rissbildungsrisiko darf in Form des Verhältnisses zwischen der maximalen Zugspannung σ_{ct} und der Zugfestigkeit des Betons zum untersuchten Zeitpunkt $f_{\mathrm{ct,eff}}(t)$ angegeben werden, reduziert um einen Faktor von 0,8 zur Berücksichtigung der Auswirkungen von Langzeitbelastung [siehe Gleichung (D.1)]:

$$R_{\mathrm{cr}}(t) = \frac{\sigma_{\mathrm{ct}}(t)}{0{,}8 f_{\mathrm{ct,eff}}(t)} \tag{D.1}$$

Dabei darf $f_{\mathrm{ct,eff}}(t)$ als $f_{\mathrm{ctm}}(t)$ nach B.4(2) angenommen werden.

(3) Das Ausmaß der Trennrissbildung darf reduziert werden durch Verwendung von Betonen mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung, Betonen mit niedrigem Wärmeausdehnungskoeffizienten, Kühlrohren in erhärtendem Beton, Heizkabeln in behindernden Bauteilen, durch reduzierte Frischbetontemperatur oder durch Reduktion des Zwangs auf das erhärtende Betonbauteil (z. B. wenn möglich, wird der Verbindung zwischen dem erhärtenden Beton und dem behindernden Bauteil unterbrochen, um den Zwang zu reduzieren).

ANMERKUNG Bild D.1 stellt den angenommenen Temperaturverlauf für ein Betonbauteil dar; dabei ist:

— T_{ci} die Frischbetontemperatur;

— $T_{\mathrm{c,max}}$ die maximale Betontemperatur infolge der Hydratationswärme;

— T_0 die Temperatur des behindernden Tragwerks; und

— ΔT_{min} der maximale Langzeit-Temperaturabfall.

Bild D.2 das entsprechende Diagramm der Spannungen im Beton dar.

(4) Druck im Beton infolge von günstigen Auswirkungen der Erwärmungsphase darf berücksichtigt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Unter der Annahme, dass keine zusätzlichen äußeren Einwirkungen bestehen, ist t_{crit} der ungünstigste Zeitpunkt für die frühzeitige Rissbildung, der dem Zeitpunkt entspricht, wenn das thermische Gleichgewicht mit dem behindernden Tragwerk erreicht wird (innerhalb 2 °C) und sich der größere Teil des Grundschwindens bereits entwickelt hat.

(5) Bei Langzeitrissbildung sollten die Auswirkungen der Temperaturänderung (ΔT_{min}) und des Trocknungsschwindens berücksichtigt werden. In Bild D.2 ist t_2 der Zeitpunkt, zu dem sich die Spannungen an der kritischen Stelle von Druck zu Zug ändern (anhand des Temperaturverlaufs bestimmt). Alternativ darf t_2 mit 1 Tag angesetzt werden.

Legende
T Temperatur
t Zeit

Bild D.1 — Angenommener Temperaturverlauf für ein Betonbauteil

Legende
σ Spannung
t Zeit
y Zug

Bild D.2 — Entsprechendes Spannungsdiagramm infolge von Hydratationswärme und Schwinden des Betons

D.4 Beurteilung des Temperaturverlaufs

D.4.1 Allgemeines

(1) Eine zuverlässige Temperaturberechnung oder -schätzung sollte erfolgen, um eine genaue Spannungs-Dehnungs-Berechnung oder Rissbreitenberechnung zu erreichen. Zu diesem Zweck dürfen Computerprogramme, händische Berechnungen und Diagramme aus Handbüchern und Leitlinien verwendet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Die maßgebendsten Parameter bezogen auf Bild D.1 sind:

— die Frischbetontemperatur (T_{ci});

— der zeitliche Beginn der Spannungsentwicklung (t_{dor});

— der Umgebungstemperaturverlauf;

— die Wärmedämmbedingungen;

— die klimatischen Bedingungen, wie Windgeschwindigkeit und Sonneneinstrahlung;

— die Temperatur des behindernden Tragwerks (T_0); und

— der zusätzliche maximale Langzeit-Temperaturabfall (ΔT_{min}),

wobei t_{dor} das Ende der Ruhephase kennzeichnet. Üblicherweise schwankt dies zwischen 8 Stunden und 13 Stunden Festigkeitsentwicklung, wobei der Standardwert 10 Stunden beträgt. Dieser Parameter kann durch Zusatzmittel stark beeinflusst werden und es ist wichtig, dass sein Wert berücksichtigt wird, wenn die mechanischen Eigenschaften des Betons (Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul) sowie der Wert des Schwindens und die Temperaturentwicklungskurven beurteilt werden.

(2) t_{dor} darf anhand der Druckfestigkeitsentwicklung, anhand von Ultraschallmessungen der Steifigkeit oder Messungen der Wärmefreisetzung oder anhand von Prüfungen des behinderten Schwindens bestimmt werden. Wenn genauere Werte fehlen, dürfen die Werte nach Tabelle D.1 verwendet werden.

Tabelle D.1 — Werte für den zeitlichen Beginn der Spannungsentwicklung t_{dor}

Betonfestigkeit f_{ck}	**Zeitlicher Beginn der Spannungsentwicklung t_{dor} [Tage]**		
	Entwicklung der Betonfestigkeit		
	Klasse CR[a]	**Klasse CN**[a]	**Klasse CS**[a]
≤ 35 MPa	0,35	0,45	0,50
> 35 MPa < 60 MPa	0,30	0,40	0,45
≥ 60 MPa	0,30	0,35	0,40

[a] Siehe B.3(1).

(3) Wenn keine besseren Daten vorliegen, darf T_0 im Allgemeinen als die Umgebungstemperatur angesetzt werden.

D.4.2 Baustoffeigenschaften in Bezug auf die Temperaturentwicklung

(1) Um den Temperaturverlauf des Betons infolge der Zementhydratation zu bestimmen, sollten die folgenden Baustoffeigenschaften bekannt sein:

— gesamte Hydratationswärmemenge ($Q(t)$ (kJ/kg Bindemittel)), die während der Hydratation freigesetzt wurde und ihre zeitliche Entwicklung. $Q(t)$ darf nach EN 12390-14 oder EN 12390-15 bestimmt werden;

— Wärmeleitfähigkeit: Die Werte der Wärmeleitfähigkeit dürfen innerhalb des Bereichs 1,2 bis 3,0 J/(s · m · K) schwanken. Wenn keine besseren Daten vorliegen, darf ein Standardwert von 2,5 J/(s · m · K) angenommen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— Oberflächenkonvektivität: Die Oberflächenkonvektivität darf im Bereich von etwa 3,3 J/(s · m² · K) bei 18 mm Sperrholzschalung und ohne Wind bis 15 J/(s m² · K) für eine freie Betonoberfläche mit 5 m/s Wind schwanken.

— Wärmekapazität: Die Wärmekapazität entspricht der spezifischen Wärme multipliziert mit der Betondichte. Die spezifische Wärme schwankt üblicherweise im Bereich von 0,85 kJ/(kg · K) bis 1,15 kJ/(kg · K), und der Standardwert darf mit 1,0 kJ/(kg · K) angenommen werden.

ANMERKUNG Die Hydratationswärmemenge und deren zeitabhängige Entwicklung hängen stark von der Feinheit und Zusammensetzung des Bindemittels und vom Wasser-Bindemittel-Verhältnis [(w/b)-Wert] ab. Ferner beeinflusst die frühzeitige Festigkeitsklasse von Zement den Bindemittelgehalt und somit auch die Hydratationswärmemenge stark.

D.5 Spannungsberechnungen

(1) Die folgenden Spannungsberechnungen sind für das Ziel der Begrenzung des Rissbildungsrisikos maßgebend.

(2) Es darf angenommen werden, dass ein ausreichend niedriges Risiko für das Reißen des Bauteils besteht, wenn Gleichung (D.2) erfüllt wird:

$$R_{\mathrm{cr}}(t) < R_{\mathrm{ea,cr}} \tag{D.2}$$

Dabei ist $R_{\mathrm{ea,cr}}$ ein projektspezifischer Parameter in Bezug auf das zulässige Risiko von Rissbildung, wobei $R_{\mathrm{ea,cr}}$ als 1,0 angenommen werden darf.

(3) Bei der Beurteilung von $R_{\mathrm{cr}}(t)$, sollte die Ruhezeit t_{dor} vom Betonalter subtrahiert werden, um den Zugwiderstand und den Elastizitätsmodul des Betons zu bestimmen. Der Koeffizient β_{cc}, der die zeitabhängige Entwicklung der Betoneigenschaften beschreibt [siehe Gleichung (B.2)], sollte dann wie folgt korrigiert werden [Gleichung (D.3)]:

$$\beta_{\mathrm{cc}}(t) = e^{s\left(1-\sqrt{\frac{t_{\mathrm{ref}}-t_{\mathrm{dor}}}{t_{\mathrm{T}}-t_{\mathrm{dor}}}}\right)\cdot\sqrt{\frac{28-t_{\mathrm{dor}}}{t_{\mathrm{ref}}-t_{\mathrm{dor}}}}} \tag{D.3}$$

ANMERKUNG Gleichung (B.2) ist eine vereinfachte Version von Gleichung (D.3), die von $t_{\mathrm{dor}} = 0$ ausgeht.

(4) $R_{\mathrm{cr}}(t)$ sollte mindestens für die folgenden Situationen bestimmt werden:

— Zum Zeitpunkt des Erreichens des Temperaturgleichgewichts zwischen dem nachträglich betonierten und dem behindernden Bauteil. Für diesen Nachweis ist es nicht notwendig, Trocknungsschwinden oder Langzeittemperaturschwankungen zu berücksichtigen.

  Die für diesen Nachweis zu berücksichtigende Höchstzugspannung darf unter Verwendung von Gleichung (D.4) bestimmt werden:

$$\sigma_1 = R_{\mathrm{ax,1}}\frac{E_{\mathrm{c}}(t_2)}{1+\chi\varphi_{\mathrm{st}}}\left(k_{\mathrm{Temp}}\alpha_{\mathrm{T}}(T_{\mathrm{max}}-T_0) + [\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_{\mathrm{crit}}) - \varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_2)]\right) \tag{D.4}$$

Dabei ist

$R_{\mathrm{ax,1}}$ der Behinderungsfaktor [siehe 9.2.4(3)], entsprechend den Randbedingungen nach dem Betonieren;

$E_{\mathrm{c}}(t_2)$ der Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt t_2 (siehe Bild D.2);

T_{max} die maximale Temperatur im Beton nach dem Betonieren infolge der Hydratationswärme;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

T_0 die Temperatur des behindernden Bauteils;

k_{Temp} ein Faktor zur Berücksichtigung der Temperatursenkung von t_1 auf t_2 (siehe Bild D.1), der mit 0,9 angesetzt werden darf;

$\chi\varphi_{\mathrm{st}}$ berücksichtigt die Kurzzeitkriechrelaxation, die trotz der kurzen Dauer infolge der geringen Festigkeitsentwicklung des Betons und der vorhandenen Hydratationswärme wesentlich ist. Ihr Wert darf auf 0,55 geschätzt werden.

— Langzeit-Berechnung: Für diesen Nachweis sollten die Auswirkungen von Langzeittemperaturschwankung und Trocknungsschwinden berücksichtigt werden. Die Höchstzugspannung darf unter Verwendung von Gleichung (D.5) bestimmt werden:

$$\begin{aligned}\sigma_1 = {} & R_{\mathrm{ax,1}} \frac{E_{\mathrm{c,28}}}{1+\chi\varphi(t,t_2)} \left(k_{\mathrm{T}}\alpha_{\mathrm{T}}(T_{\max}-T_0) + [\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t) - \varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_2)]\right) \\ & + R_{\mathrm{ax,2}} E_{\mathrm{c,28}} \alpha_{\mathrm{T}} \Delta T_{\min} \\ & + R_{\mathrm{ax,3}} \frac{E_{\mathrm{c,28}}}{1+\chi\varphi(t,t_{\mathrm{s}})} \cdot [\varepsilon_{\mathrm{cds}}(t) - \varepsilon_{\mathrm{cds}}(t_2)]\end{aligned} \tag{D.5}$$

Dabei ist

$R_{\mathrm{ax,2}}$ der Behinderungsfaktor [siehe 9.2.4(3)] entsprechend den Randbedingungen beim zu erwartenden maximalen Temperaturabfall;

$R_{\mathrm{ax,3}}$ der Behinderungsfaktor [siehe 9.2.4(3)] entsprechend den vorherrschenden Randbedingungen während der Entwicklung des Trocknungsschwindens;

$\Delta T_{\min}$ der Höchstwert des charakteristischen Temperaturabfalls mit Bezug auf die beim Betonieren berücksichtigte Temperatur T_0;

χ der Alterungskoeffizient, der als 0,8 angesetzt werden darf;

$E_{\mathrm{c,28}}$ der Tangenten-Elastizitätsmodul des Betons im Alter von 28 Tagen.

D.6 Rissbreitenberechnungen

(1) Falls Rissbildung infolge von behinderten Verformungen auftritt ($R_{\mathrm{cr}} > R_{\mathrm{ea,cr}}$), darf die Rissbreite nach 9.2.4 bestimmt werden.

(2) Für Bauteile, deren Verformungen an den Rändern behindert sind, gilt Gleichung (9.13).

(3) Für Bauteile, deren Verformungen an den Enden behindert sind, darf $R_{\mathrm{ax}}\varepsilon_{\mathrm{free}}$ in Gleichung (9.17) angesetzt werden mit:

— für frühzeitige Rissbildung:

$$R_{\mathrm{ax}}\varepsilon_{\mathrm{free}} = R_{\mathrm{ax,1}}(k_{\mathrm{T}}\alpha_{\mathrm{T}}(T_{\max}-T_0)+[\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_{\mathrm{crit}})-\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_2)]) \tag{D.6}$$

— für Langzeit-Rissbildung:

$$\begin{aligned}R_{\mathrm{ax}}\varepsilon_{\mathrm{free}} = {} & R_{\mathrm{ax,1}}(k_{\mathrm{T}}\alpha_{\mathrm{T}}(T_{\max}-T_0) + [\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t)\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_2)]) \\ & + R_{\mathrm{ax,2}}\alpha_{\mathrm{T}}\Delta T_{\min} + R_{\mathrm{ax,3}} \cdot [\varepsilon_{\mathrm{cds}}(t) - \varepsilon_{\mathrm{cds}}(t_2)]\end{aligned} \tag{D.7}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang E
(normativ)

Zusätzliche Regeln für den Ermüdungsnachweis

E.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser normative Anhang enthält zusätzliche Festlegungen für den Ermüdungsnachweis von Tragwerken.

E.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser Anhang behandelt den Ermüdungsnachweis von Tragwerken unter Verwendung:

— schadensäquivalenter Spannungen nach E.4; oder

— expliziter Nachweise unter Anwendung der *Palmgren-Miner*-Regel nach E.5.

E.3 Allgemeines

(1) Für explizite Nachweise von Brücken nach Anhang E müssen die Ermüdungslastmodelle nach prEN 1991-2 verwendet werden. Bei anderen Tragwerken sollte die Ermüdungslast nach prEN 1990 für ein bestimmtes Bauvorhaben festgelegt werden.

E.4 Nachweis anhand schadensäquivalenter Spannungsschwingbreite

E.4.1 Allgemeines

(1) Im Verfahren der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite wird die tatsächliche Betriebsbelastung zu einer einstufigen äquivalenten Spannungsschwingbreite unter den äquivalenten Ermüdungslastmodellen mit N^* Zyklen ersetzt.

E.4.2 Nachweis für Bewehrung

(1) Für Betonstahl oder Spannstahl und mechanische Verbindungen darf ein ausreichender Ermüdungswiderstand angenommen werden, wenn Gleichung (E.1) erfüllt wird:

$$\gamma_{\mathrm{F,fat}} \cdot \Delta\sigma_{\mathrm{S,equ}}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{\mathrm{Rsk}}(N^*)}{\gamma_{\mathrm{S,fat}}} \tag{E.1}$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{\mathrm{Rsk}}(N^*)$ die Spannungsschwingbreite bei N^* Lastzyklen aus den entsprechenden Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) nach Bild E.1 sowie Tabelle E.1(NDP) und Tabelle E.2(NDP);

$\Delta\sigma_{\mathrm{S,equ}}(N^*)$ die schadensäquivalente Spannungsschwingbreite für verschiedene Bewehrungsarten unter Berücksichtigung der Anzahl der Lastwechsel N^*. Für Gebäude darf $\Delta\sigma_{\mathrm{S,equ}}(N^*)$ näherungsweise als $\Delta\sigma_{\mathrm{S,max}}$ angenommen werden;

$\Delta\sigma_{\mathrm{S,max}}$ die maximale Spannungsschwingbreite von Betonstahl unter den maßgebenden Lastkombinationen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG 1 Tabelle E.1(NDP) und Tabelle E.2(NDP) gelten. Falls andere Werte der Ermüdungsspannungsschwingbreite und/oder der Anzahl der Zyklen durch Prüfung nach EN 10080 (siehe Tabelle C.1) oder prEN 10138 (alle Teile) bestätigt werden, können abweichende Ermüdungseigenschaften in einem Nationalen Anhang angegeben werden.

ANMERKUNG 2 Für Straßen- und Eisenbahnbrücken wird $\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ in K.11.2 angegeben.

Legende

1 Bewehrung beim Fließen

Bild E.1 — Form der charakteristischen Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinien für Beton- und Spannstahl)

Tabelle E.1 (NDP) — Bemessungsparameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Karbonbetonstahl

Art des Betonstahls	Durchmesser	$\Delta\sigma_{Rsk}$ 5 %-Quantil (Prüfung σ_{max} 0,6f_{yk})			
		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [MPa]	N^*	Spannungs-exponent	
				k_{f1}	k_{f2}
Stäbe (einschließlich gerichteter Stäbe)[a]	$\phi \leq 12$ mm	160	$2 \cdot 10^6$	5	9
	12 mm $< \phi \leq$ 16 mm	140			
	16 mm $< \phi \leq$ 20 mm	130			
Gerade Stäbe[a,b]	$\phi > 20$ mm	130			
Heftgeschweißte Stäbe[c,d] und geschweißte Drahtmatten	$\phi \leq 12$ mm	100		3	5
	$\phi > 12$ mm	80			
Mechanische Verbindungen[e]	—	35	10^7	3	5

[a] Die Werte für gebogene Teile von Stäben sollten mit Hilfe eines Abminderungsfaktors $\xi = 0{,}35 + 0{,}026 \cdot \phi_{mand} / \phi$ ermittelt werden. Auf den Abminderungsfaktor ξ darf bei Querkraftbewehrung mit 90°-Bügeln $\phi \leq 16$ mm und einer Höhe $h \geq 600$ mm verzichtet werden.

[b] Werte für $\Delta\sigma_{Rsk}$, die ausschließlich auf gerade Stäbe und nicht auf gerichtete Stäbe anzuwenden sind.

[c] Die Werte gelten für $\Delta\sigma_{Rsk}$ von Heftschweißungen für einen Abstand von 5ϕ auf jeder Seite der Schweißnaht.

[d] Die Werte gelten für $\Delta\sigma_{Rsk}$ von Heftschweißungen ausschließlich für CO_2-geschweißte Stäbe.

[e] Die Werte gelten für mechanische Verbindungen, es sei denn, dass genauere Ermüdungsfestigkeitskurven auf Grundlage einer Europäischen Technischen Produktspezifikation zur Verfügung stehen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

Tabelle E.2 (NDP) — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Spannstahl

Ermüdungsfestigkeitskurve für Spannstahl	N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [MPa] bei N^* Zyklen[a]
		k_{f1}	k_{f2}	
Im sofortigen Verbund	10^6	5	9	185
Im nachträglichen Verbund				
— Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185
— gerade Spannglieder oder gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	150
— gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120
— Verankerungsvorrichtungen und Kopplungen	10^6	5	5	80
ANMERKUNG Die Werte in Tabelle E.2(NDP) gelten für Spannstahl nach Tabelle C.4 bis Tabelle C.6 und für Spannverfahren nach 5.4.				
[a] Die Werte entsprechen in Beton eingebettetem Spannstahl.				

E.4.3 Nachweis für Beton

(1) Ein ausreichender Ermüdungswiderstand darf für Beton unter Druck angenommen werden, wenn die folgende Bedingung nach Gleichung (E.2) erfüllt ist:

$$\frac{|\sigma_{cd,max,equ}|}{f_{cd,fat}} + 0{,}43\sqrt{1 - \left|\frac{\sigma_{cd,min,equ}}{\sigma_{cd,max,equ}}\right|} \leq 1 \qquad \text{(E.2)}$$

Dabei ist

$f_{cd,fat}$ der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit von Beton nach Gleichung (10.5);

$|\sigma_{cd,max,equ}|$ die obere Spannung der schadensäquivalenten Spannungsamplitude für $N = 10^6$ Zyklen;

$|\sigma_{cd,min,equ}|$ die untere Spannung der schadensäquivalenten Spannungsamplitude für $N = 10^6$ Zyklen.

ANMERKUNG Für Straßen- und Eisenbahnbrücken sind $\sigma_{cd,equ,max}$ und $\sigma_{cd,equ,min}$ in K.11.3 angegeben.

E.5 Explizite Nachweise unter Anwendung der *Palmgren-Miner*-Regel

E.5.1 Nachweisbedingungen

(1) Die Berechnung der geplanten Nutzungsdauer bei sich verändernden Spannungsamplituden darf auf der linearen Schadenstheorie (*Palmgren-Miner*-Regel) nach Gleichung (E.3) beruhen. Auswirkungen der Einwirkungen infolge von Wechselbeanspruchungen dürfen in Bemessungsspannungsniveaus (Niveaus der Auswirkungen von Einwirkungen) angeordnet werden, jeweils mit konstanter Schwingbreite und entsprechender Anzahl von Lastwechseln n_i.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\sum_{i=1}^{m} \frac{n_\mathrm{i}}{N_\mathrm{i}} \leq 1 \tag{E.3}$$

Dabei ist

n_i die Anzahl der einwirkenden Spannungsschwingspiele für jedes Bemessungsspannungsniveau „i“;

N_i die Anzahl der Zyklen bis zum Ermüdungsversagen nach Bild E.1 und Tabelle E.1 für jedes Bemessungsspannungsniveau „i“ mit konstanter Amplitude;

m die Anzahl der Bemessungsspannungsniveaus mit konstanter Amplitude.

E.5.2 Nachweisverfahren für Betonstahl und Spannstahl

(1) Für die Schädigung infolge einer einzelnen Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ dürfen die entsprechenden Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) (Bild E.1) für Bewehrung angesetzt werden.

$$N_\mathrm{i}\left(\Delta\sigma_\mathrm{Ed,s}\right) = \left(\frac{\Delta\sigma_\mathrm{Rsk}(N^*)}{\gamma_\mathrm{S,fat} \cdot \gamma_\mathrm{F,fat} \cdot \Delta\sigma_s}\right)^{k_\mathrm{f}} \cdot N^* \tag{E.4}$$

Dabei ist

$$\text{if } \Delta\sigma_s \geq \frac{\Delta\sigma_\mathrm{Rsk}}{\gamma_\mathrm{S,fat} \cdot \gamma_\mathrm{F,fat}}: \qquad k_\mathrm{f} = k_\mathrm{f1} \tag{E.5}$$

$$\text{if } \Delta\sigma_s < \frac{\Delta\sigma_\mathrm{Rsk}}{\gamma_\mathrm{S,fat} \cdot \gamma_\mathrm{F,fat}}: \qquad k_\mathrm{f} = k_\mathrm{f2} \tag{E.6}$$

ANMERKUNG Die Parameter für die Bewehrung sind in Tabelle E.1 bzw. Tabelle E.2 angegeben.

E.5.3 Nachweisverfahren für Beton unter Druck oder Druck-Zug

(1) Bei mehrfachen Lastwechseln mit veränderlichen Schwingbreiten darf die Schädigung nach Gleichung (E.3) berechnet werden.

(2) Die Anzahl der Lastwechsel bis zum Ermüdungsversagen N_i darf für jedes Spannungsniveau unter Verwendung der Ermüdungsfestigkeitskurven für Beton unter reiner Ermüdungsdruckbeanspruchung nach Bild E.2, Gleichung (E.7) berechnet werden.

$$N = 10^k \tag{E.7}$$

Dabei ist

$$k = 14 \cdot \frac{1 - \frac{|\sigma_\mathrm{cd,max,i}|}{f_\mathrm{cd,fat}}}{\sqrt{1 - \left|\frac{\sigma_\mathrm{cd,min,i}}{\sigma_\mathrm{cd,max,i}}\right|}} \tag{E.8}$$

Dabei ist

$\sigma_\mathrm{cd,max}$ der Höchstwert der Druckspannung auf Spannungsniveau „i“, $\sigma_\mathrm{cd,max} = \gamma_\mathrm{F,fat} \cdot \sigma_\mathrm{c,max}$;

$\sigma_\mathrm{cd,min}$ der Mindestwert der Druckspannung auf Spannungsniveau „i“, $\sigma_\mathrm{cd,min} = \gamma_\mathrm{F,fat} \cdot \sigma_\mathrm{c,min}$;

$f_\mathrm{cd,fat}$ der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit von Beton nach Gleichung (10.5).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende

x logarithmische Anzahl der Lastwechsel bis zum Versagen log N [-]

y Druckspannungsniveau

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}$$

Bild E.2 — Form der charakteristischen Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien für Beton unter reinem Druck)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang F
(informativ)

Nichtlineare Berechnungsverfahren

F.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält ergänzende Angaben zu nichtlinearen Berechnungsverfahren für Betontragwerke.

ANMERKUNG Die nationalen Festlegungen zur Anwendung dieses informativen Anhangs sind in einem Nationalen Anhang angegeben. Enthält ein Nationaler Anhang keine Angaben zur Anwendung dieses informativen Anhangs, kann er angewendet werden.

F.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser informative Anhang behandelt das Verfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten, das Verfahren mit Gesamtsicherheitsbeiwerten und das vollständig probabilistische Verfahren für nichtlineare Berechnungen von Betontragwerken.

F.3 Allgemeines

(1) Der Nachweis von Grenzzuständen der Tragfähigkeit durch nichtlineare Berechnung wird durch numerische Simulationen in Übereinstimmung mit den Anforderungen nach 7.3.4 und prEN 1990:2020, 7.2.2, durchgeführt.

(2) Anhang F muss in Übereinstimmung mit prEN 1990:2020, 8.2, angewendet werden.

(3) Die beim nichtlinearen Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit verwendete Software sollte durch Vergleich zwischen numerischen und Versuchsergebnissen oder Benchmark-Ergebnissen überprüft werden. In ähnlicher Weise sollten Festlegungen, die in Bezug auf das spezifische numerische Modell getroffen wurden, durch eine Sensitivitätsberechnung überprüft werden.

Dies umfasst allgemeine Validierungsprüfungen wie:

— Baustoffgrundprüfungen;

— Tragwerksprüfungen mit Charakterisierung der maßgebenden Versagensarten;

und projektspezifische Versuche wie:

— Sensitivitätsprüfung des FE-Netzes;

— Lösungsmethodenprüfungen.

(4) Der Belastungsablauf, der in einer nichtlinearen Simulation angenommen wurde, um die Tragfähigkeit zu beurteilen, muss nach ingenieurmäßigem Ermessen in Einklang mit der betrachteten Kombination der Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit festgelegt werden.

ANMERKUNG Der Belastungsablauf kann die Lastfolge aufgrund phasenweiser Bauausführungsverfahren berücksichtigen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Der Nachweis erfordert, dass der Bemessungswert der Einwirkungen in der betrachteten Kombination, der nach prEN 1990 bestimmt wurde, nicht größer sein darf als der Bemessungswert des zugehörigen Tragwiderstands [siehe Gleichung (F.1)]:

$$F_{\mathrm{d}} \leq R_{\mathrm{d}} \tag{F.1}$$

Dabei ist

F_{d} der Bemessungswert der Einwirkungen;

R_{d} der Bemessungswert des Tragwiderstands.

(6) Der Bemessungswert des Tragwiderstands darf unter Verwendung eines der folgenden Sicherheitsformate bestimmt werden, die in F.4 und F.5 beschrieben sind:

— Verfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten (PFM, en: partial factor method) – F.4;

— Verfahren mit Globalsicherheitsbeiwerten (GFM, en: global factor method) – F.5;

Alternativ darf die Berechnung der Tragwerkszuverlässigkeit nach einem vollständig probabilistischen Verfahren (FPM, en: full probabilistic method), wie in F.6 beschrieben, durchgeführt werden.

F.4 Verfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten (PFM)

(1) Der Bemessungswert des Tragwiderstands wird ermittelt als

$$R_{\mathrm{d}} = \frac{R\{X_{\mathrm{d}};a_{\mathrm{d}}\}}{\gamma_{\mathrm{Rd}}} \tag{F.2}$$

Dabei ist

$R\{\ldots\}$ der Tragwiderstand auf Grundlage numerischer Simulation;

X_{d} der Bemessungswert der Baustoffeigenschaft, der unter Annahme der Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle A.1, Zeile e), zur Berücksichtigung von baustoffbezogenen und geometrischen Unsicherheiten berechnet wurde;

a_{d} der Bemessungswert der geometrischen Eigenschaft nach Anhang A oder nach prEN 1990, falls nicht in X_{d} berücksichtigt;

γ_{Rd} der Teilsicherheitsbeiwert, der die Modellunsicherheit nach F.7 berücksichtigt.

ANMERKUNG Der Tragwiderstand $R\{\ldots\}$ kann für verschiedene Niveaus von geeigneten Einwirkungen beurteilt werden, die von ihren Ausgangswerten schrittweise so erhöht werden können, dass die Bemessungswerte der Einwirkungen in der betrachteten Kombination in demselben Schritt erreicht werden. Der schrittweise Prozess der Einwirkungen sollte bis zum Erreichen des Tragwerksversagens fortgeführt werden. Der Tragwiderstand $R\{\ldots\}$ entspricht den Werten der Einwirkungen, die zum Tragwerksversagen führen.

(2) Falls die Zugfestigkeit des Betons vernachlässigt wird, darf der Bemessungswert des Tragwiderstands auch auf Grundlage der Bemessungswerte f_{cd} und f_{yd} nach 5.1.6 und 5.2.4 berechnet werden. Falls die statistischen Werte der Modellunsicherheiten nach F.7 günstiger sind als die Werte nach Tabelle A.2, dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{C} und γ_{S} nach Tabelle 4.3(NDP) verwendet werden. Anderenfalls müssen sie nach Anhang A angepasst werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

F.5 Verfahren mit Globalsicherheitsbeiwerten (GFM)

F.5.1 Allgemeines

(1) Der Bemessungswert des Tragwiderstands wird ermittelt als

$$R_{\mathrm{d}} = \frac{R_{\mathrm{m}}\{X;a\}}{\gamma_{\mathrm{R}}^{*} \cdot \gamma_{\mathrm{Rd}}} \tag{F.3}$$

Dabei ist

$R_{\mathrm{m}}\{...\}$ der Mittelwert des Tragwiderstands auf Grundlage numerischer Simulation, der mit einer probabilistischen Berechnung einschließlich Unsicherheiten bezüglich der Baustoffeigenschaften X und geometrischen Eigenschaften a abgeschätzt werden muss.

Alternativ kann der Näherungswert nach Gleichung (F.4) angenommen werden:

$$R_{\mathrm{m}}\{X;a\} \cong R\{X_{\mathrm{m}};\ a_{\mathrm{nom}}\} \tag{F.4}$$

Dabei ist

$R\{\cdot\}$ der Tragwiderstand auf Grundlage numerischer Simulation;

X_{k} der Mittelwert der Baustoffeigenschaft;

a_{nom} der Nennwert der geometrischen Eigenschaft nach prEN 1990;

f_{m} der Mittelwert der Baustoffeigenschaft;

γ_{R}^{*} der Globalwiderstandsbeiwert für die Unsicherheiten der Baustoffeigenschaften und Geometrie nach F.5.2;

γ_{Rd} der Teilsicherheitsbeiwert, der die Modellunsicherheit nach F.7 berücksichtigt.

ANMERKUNG Der Tragwiderstand $R\{...\}$ kann für verschiedene Niveaus von geeigneten Einwirkungen beurteilt werden, die von ihren Ausgangswerten schrittweise so erhöht werden können, dass die Bemessungswerte der Einwirkungen in der betrachteten Kombination in demselben Schritt erreicht werden. Der schrittweise Prozess der Einwirkungen sollte bis zum Erreichen des Tragwerksversagens fortgeführt werden. Der Tragwiderstand $R\{...\}$ entspricht den Werten der Einwirkungen, die zum Tragwerksversagen führen.

F.5.2 Bestimmung des Globalsicherheitsbeiwerts

(1) Der Globalsicherheitsbeiwert darf mit Gleichung (F.5) ermittelt werden:

$$\gamma_{\mathrm{R}}^{*} = \exp\left(\alpha_{\mathrm{R}} \cdot \beta_{\mathrm{tgt}} \cdot V_{\mathrm{R}}^{*}\right) \tag{F.5}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

α_R der Sensitivitätsfaktor für die dominante Widerstandsvariable: $\alpha_R = 0{,}8$;

β_{tgt} der Zielwert des Zuverlässigkeitsindex nach Tabelle A.3;

V_R^* der Variationskoeffizient des Tragwiderstands. Er berücksichtigt die baustoffbezogenen und geometrischen Unsicherheiten und muss mit einer probabilistischen Berechnung des Tragwiderstands geschätzt werden.

Alternativ kann der Näherungswert nach Gleichung (F.6) angenommen werden:

$$V_R^* = \sqrt{V_{R,M}^2 + V_{R,G}^2} \tag{F.6}$$

Dabei ist

$V_{R,M}$ der Variationskoeffizient des Tragwiderstands zur Berücksichtigung der Unsicherheiten von Baustoffeigenschaften, bewertet nach Gleichung (F.7):

$$V_{R,M} = \frac{1}{1{,}65} \ln\left(\frac{R\{X_m;\ a_{nom}\}}{R\{X_k;\ a_{nom}\}}\right) \tag{F.7}$$

Dabei ist

X_k der charakteristische Wert der Baustoffeigenschaft;

$V_{R,G}$ der Variationskoeffizient des Tragwiderstands, bezogen auf entsprechend Anhang A bewertete geometrische Unsicherheiten.

ANMERKUNG 1 Als eine weitere Vereinfachung kann bei einem fehlenden numerischen Schätzwert von $V_{R,M}$ als konservativer Wert $V_{R,M} = 0{,}15$ verwendet werden, sofern ein Nationaler Anhang keine anderen Festlegungen enthält.

ANMERKUNG 2 Der Faktor der systematischen Abweichung in Gleichung (F.4) ist gleich 1,00 unter der Annahme, dass die Faktoren der systematischen Abweichung in Bezug auf geometrische und baustoffbezogene Unsicherheiten in den mittleren und charakteristischen Werten der Baustoffparameter berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 3 Gleichung (F.4) und Gleichung (F.6) beruhen auf der Annahme einer probabilistischen, logarithmischen Normalverteilung für den Tragwiderstand .

ANMERKUNG 4 Nach prEN 1990:2020, Tabelle C.4.1, kann die genäherte Gleichung (F.5) für $V_R{}^* < 0{,}20$ angewendet werden. Die genaue Gleichung zur Anwendung bei größeren Variationskoeffizienten $V_R{}^*$ kann prEN 1990:2020, C.4.4, entnommen werden (enthält um 3 % größere Werte von $\gamma_R{}^*$ für $V_R{}^* = 0{,}30$).

F.5.3 Zusätzliche Baustoffparameter

(1) Die für die Beschreibung der Mittelwerte der Baustoffeigenschaften zu verwendenden Angaben können Anhang A entnommen werden.

(2) Für Spannstahl kann ein Verhältnis von 1,02 bis 1,03 zwischen dem Mittelwert und dem charakteristischen Wert der 0,1 %-Dehngrenze angesetzt werden.

(3) Andere in der Berechnung verwendete Baustoffeigenschaften sollten in die Festlegung der Modellunsicherheit nach F.7 aufgenommen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

F.6 Vollständig probabilistisches Verfahren

(1) Das vollständig probabilistische Verfahren muss prEN 1990:2020, Anhang C, entsprechen.

(2) Die berücksichtigten Unsicherheiten der Zufallsvariablen müssen in Einklang mit prEN 1990 und Anhang A stehen.

(3) Die Zufallsvariable der Modellunsicherheit muss nach F.7 charakterisiert werden.

F.7 Modellunsicherheit

(1) Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Rd} sollte durch probabilistische Kalibrierungen ermittelt werden.

ANMERKUNG 1 Der Wert von γ_{Rd} kann je nach der verwendeten Software, den getroffenen Festlegungen in Bezug auf die Berechnung sowie den maßgebenden Versagensarten unterschiedlich sein.

(2) Wird keine probabilistische Berechnung nach (1) durchgeführt, sollte für γ_{Rd} ein Festwert angesetzt werden.

ANMERKUNG 2 Sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind, kann der Wert γ_{Rd} angesetzt werden als:

— $\gamma_{\mathrm{Rd}} = 1{,}30$ für numerische Modelle, im Allgemeinen auch zur Berücksichtigung der statistischen Unsicherheit;

— $\gamma_{\mathrm{Rd}} = 1{,}06$, wenn 1D-Elemente verwendet werden und Biegeversagen die bestimmende Versagensart ist.

Die empfohlenen Werte für γ_{Rd} beziehen sich auf einen Zuverlässigkeitsindex $\beta_{\mathrm{tgt}} = 3{,}8$ für einen Referenzzeitraum von 50 Jahren.

(3) Im Fall von probabilistischer Kalibrierung wird die Modellunsicherheit durch das Verhältnis θ_{i} beschrieben:

$$\theta_{\mathrm{i}} = \frac{R_{\mathrm{exp,i}}}{R_{\mathrm{num,i}}} \tag{F.8}$$

Dabei ist

$R_{\mathrm{exp,i}}$ der aus dem Versuch *i* ermittelte Tragwiderstand;

$R_{\mathrm{num,i}}$ der anhand nichtlinearer numerischer Simulation des Versuchs *i* ermittelte Tragwiderstand.

(4) Die Baustoffparameter für die in den nichtlinearen Berechnungen verwendeten Baustoffmodelle müssen anhand der mittleren Parameter bestimmt werden, die aus Benchmark-Versuchen verfügbar sind. Falls sie nicht aus bekannten gemessenen Parametern ermittelt werden können, sollten in der gesamten Validierungsstudie Standardwerte verwendet werden.

(5) Die statistischen Parameter der Modellunsicherheit dürfen durch ihren Mittelwert (oder den Faktor der systematischen Abweichung) μ_θ und den Variationskoeffizienten V_θ auf Grundlage einer logarithmischen Normalverteilung repräsentiert werden. Die statistische Unsicherheit sollte sich in den zur Schätzung der statistischen Parameter μ_θ und V_θ angewendeten Verfahren widerspiegeln.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Rd} für die Modellunsicherheit kann unter Annahme einer probabilistischen, logarithmischen Normalverteilung bestimmt werden mit:

$$\gamma_{\mathrm{Rd}} = \frac{\exp\left(\alpha_{\mathrm{R}} \cdot \beta_{\mathrm{tgt}} \cdot V_{\theta}\right)}{\mu_{\theta}} \tag{F.9}$$

Dabei ist

α_{R} der Sensitivitätsfaktor für nicht dominante Variablen: $\alpha_{\mathrm{R}} = 0{,}32$;

β_{tgt} der Zuverlässigkeitsindex nach prEN 1990 oder nach Anhang A.

(7) Wenn der Bemessungswert des Tragwiderstands nach F.4 und F.5 bewertet wird, muss der nach (1) oder (2) ermittelte Teilsicherheitsbeiwert γ_{Rd} vergrößert werden, falls sich die Reaktion des nichtlinearen numerischen Modells des Tragwerks als empfindlich gegenüber dem Einfluss der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Baustoffeigenschaften herausstellt.

(8) Die Sensitivität der Reaktion des nichtlinearen numerischen Modells auf den Einfluss der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Baustoffeigenschaften darf durch drei vorangestellte nichtlineare numerische Simulationen beurteilt werden, unter Verwendung der:

a) mittleren Betoneigenschaften in Kombination mit Bemessungseigenschaften der Bewehrung;

b) Bemessungseigenschaften des Betons in Kombination mit den mittleren Bewehrungseigenschaften;

c) Bemessungseigenschaften des Betons in Kombination mit Bemessungseigenschaften der Bewehrung.

Falls die Ergebnisse im Sinne des Tragwiderstands nach a) und/oder b) ungünstig in Hinsicht auf das Ergebnis nach c) sind, ist die Reaktion des nichtlinearen numerischen Modells empfindlich.

ANMERKUNG Sofern keine genauere probabilistische Untersuchung der Tragfähigkeit durchgeführt wird oder ein Nationaler Anhang andere Festlegungen enthält, kann der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Rd} um 15 % erhöht werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang G
(normativ)

Bemessung von Membran-, Schalen- und Plattenelementen

G.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser normative Anhang enthält zusätzliche Festlegungen für die Bemessung von plattenförmigen Bauteilen. Die Formulierungen nach G.3 und G.4 stehen in Einklang mit den Abschnitten und Bemessungsfestlegungen nach Abschnitt 8, und G.5 enthält zusätzliche Festlegungen zu 9.2.

G.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser normative Anhang behandelt die Bemessung und Konstruktion von plattenförmigen Bauteilen ohne Diskontinuitäten.

G.3 Bemessung von Membranbauelementen im ULS

(1) In Bereichen, in denen sowohl σ_{Edx} als auch σ_{Edy} Druckspannungen sind und $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edx}^2$ gilt, ist die Bemessung von Bewehrung nicht erforderlich. Allerdings sollte die maximale Hauptdruckspannung den Wert f_{cd} nicht überschreiten. Anderenfalls werden die Membrankräfte durch Zugbewehrungen in x- und y-Richtung und durch ein in einem Winkel θ zur x-Achse geneigtes Druckfeld nach Bild G.1 mit einer Festigkeit von $\nu \cdot f_{cd}$ aufgenommen.

Bild G.1 — Spannungen in Scheibenebene in einem Membranbauelement und Definition der Druckspannungsfeldneigung θ

(2) Die Bewehrungswiderstände auf Zug sind:

$$f_{tdx} = \rho_x \cdot f_{yd,x} \tag{G.1}$$

$$f_{tdy} = \rho_y \cdot f_{yd,x} \tag{G.2}$$

Dabei sind ρ_x und ρ_y die geometrischen Bewehrungsgrade entlang der x- bzw. der y-Achse.

ANMERKUNG Die Streckgrenze kann in x- bzw. y-Richtung unterschiedlich sein.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

(3) Die erforderliche Bewehrung und die Druckspannung im Beton dürfen bestimmt werden mit:

$$\sigma_{\mathrm{Edx}} + \left|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right| \cot\theta \leq f_{\mathrm{tdx}} \tag{G.3}$$

$$\sigma_{\mathrm{Edy}} + \frac{\left|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right|}{\cot\theta} \leq f_{\mathrm{tdy}} \tag{G.4}$$

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = \left|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right| (\cot\theta + \tan\theta) \leq \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{G.5}$$

Dabei sollte $\cot\theta$ so gewählt werden, dass negative Werte von f_{tdx} und f_{tdy} vermieden werden.

Die Wahl von $\cot\theta$ zur Ermittlung der geringsten erforderlichen Bewehrungswiderstände $f_{\mathrm{tdx}}{}^*$ und $f_{\mathrm{tdy}}{}^*$ (optimale Bewehrung) wird in Tabelle G.1 angegeben.

Dabei ist/sind

θ^* der Neigungswinkel der Druckstrebe entsprechend der optimalen Bewehrung für Membranbauelemente;

$f_{\mathrm{tdx}}{}^*, f_{\mathrm{tdy}}{}^*$ die Bewehrungswiderstände entlang der x- bzw. y-Achse entsprechend der optimalen Bewehrung für Membranbauelemente;

$\sigma_{\mathrm{cd}}{}^*$ die Druckspannung im Beton mit Neigungswinkel θ^* entsprechend der optimalen Bewehrung für Membranbauelemente.

Um die erforderliche Verformungsfähigkeit sicherzustellen und sofern keine genaueren Berechnungen durchgeführt werden, sollte die nach Gleichung (G.3) und Gleichung (G.4) für jede Richtung bestimmte Bewehrung nicht wesentlich von den Bewehrungswiderständen $f_{\mathrm{tdx}}{}^*$ und $f_{\mathrm{tdy}}{}^*$ nach Tabelle G.1 abweichen. Diese Begrenzungen dürfen angegeben werden durch:

$$0{,}4 f_{\mathrm{tdx}}{}^* \leq f_{\mathrm{tdx}} \leq 2{,}5\, f_{\mathrm{tdx}}{}^* \text{ und} \tag{G.6}$$

$$0{,}4 f_{\mathrm{tdy}}{}^* \leq f_{\mathrm{tdy}} \leq 2{,}5\, f_{\mathrm{tdy}}{}^*. \tag{G.7}$$

Tabelle G.1 — Optimale Bewehrung, Betonspannung und Neigungswinkel der Druckstreben bei Membranbauelementen

Bedingungen	$\cot\theta^*$	$f_{\mathrm{tdx}}{}^*$	$f_{\mathrm{tdy}}{}^*$	$\sigma_{\mathrm{cd}}{}^*$
$\sigma_{\mathrm{Edx}} \geq -\left\|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right\|$ $\sigma_{\mathrm{Edy}} \geq -\left\|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right\|$	1	$\sigma_{\mathrm{Edx}} + \left\|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right\|$	$\sigma_{\mathrm{Edy}} + \left\|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right\|$	$2\left\|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right\|$
$\sigma_{\mathrm{Edx}} \leq \sigma_{\mathrm{Edy}}$ $\sigma_{\mathrm{Edx}} < -\left\|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right\|$ $\sigma_{\mathrm{Edx}}\sigma_{\mathrm{Edy}} \leq \tau_{\mathrm{Edxy}}^2$	$\frac{-\sigma_{\mathrm{Edx}}}{\left\|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right\|}$	0	$\sigma_{\mathrm{Edy}} + \frac{\tau_{\mathrm{Edxy}}{}_2}{\left\|\sigma_{\mathrm{Edx}}\right\|}$	$\left\|\sigma_{\mathrm{Edx}}\right\| \left(1 + \left(\frac{\tau_{\mathrm{Edxy}}}{\sigma_{\mathrm{Edx}}}\right)^2\right)$
$\sigma_{\mathrm{Edx}} \geq \sigma_{\mathrm{Edy}}$ $\sigma_{\mathrm{Edy}} < -\left\|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right\|$ $\sigma_{\mathrm{Edx}}\sigma_{\mathrm{Edy}} \leq \tau_{\mathrm{Edxy}}^2$	$\frac{\left\|\tau_{\mathrm{Edxy}}\right\|}{-\sigma_{\mathrm{Edy}}}$	$\sigma_{\mathrm{Edx}} + \frac{\tau_{\mathrm{Edxy}}^2}{\left\|\sigma_{\mathrm{Edy}}\right\|}$	0	$\left\|\sigma_{\mathrm{Edy}}\right\| \left(1 + \left(\frac{\tau_{\mathrm{Edxy}}}{\sigma_{\mathrm{Edy}}}\right)^2\right)$

(4) Die Bewehrung sollte an freien Rändern vollständig, z. B. durch Kopfstäbe, Steckbügel oder Ähnliches, verankert werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Ohne genauere Berechnung darf der Abminderungsfaktor des Betons angenommen werden als:

$$\nu = 0{,}4 \tag{G.8}$$

(6) Eine genauere Berechnung des Abminderungsfaktors von Beton darf durchgeführt werden unter Verwendung von:

$$\nu = \frac{1}{1{,}0 + 110 \cdot \varepsilon_1} \leq 1{,}0 \tag{G.9}$$

Dabei ist ε_1 die Hauptdehnung in Querrichtung zum Druckspannungsfeld des Betons unter Berücksichtigung der Dehnungsverträglichkeit und der Annahme, dass der Beton ohne Zugfestigkeit gerissen ist.

(7) Der Wert der Hauptdehnung ε_1 in Gleichung (G.9) darf anhand einer der beiden folgenden Gleichungen abgeschätzt werden:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_\mathrm{x} + (\varepsilon_\mathrm{x} + 0{,}001)\cot^2\theta \tag{G.10}$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_\mathrm{y} + \frac{(\varepsilon_\mathrm{y} + 0{,}001)}{\cot^2\theta} \tag{G.11}$$

Dabei sind ε_x und ε_y die Normaldehnungen (positiv als Zug) in den x- und y-Achsen. Ein einfacher Schätzwert von ε_1 darf unter Anwendung der folgenden Empfehlungen in Fällen ermittelt werden, in denen $\cot\theta$ bekannt ist:

a) Gleichung (G.10) darf in Fällen mit $f_\mathrm{tdy} = 0$ verwendet werden, wobei ε_x als $f_\mathrm{yd}/E_\mathrm{Sd}$ angesetzt wird. Gleichung (G.11), darf in Fällen mit $f_\mathrm{tdx} = 0$ verwendet werden, wobei ε_y als $f_\mathrm{yd}/E_\mathrm{Sd}$ angesetzt wird.

b) ε_1 ist der größere der Werte nach Gleichung (G.10) und Gleichung (G.11), wobei ε_x und ε_y als $f_\mathrm{yd}/E_\mathrm{Sd}$ in Fällen angesetzt werden, in denen Bewehrung in beiden Richtungen erforderlich ist.

c) ε_1 darf als $f_\mathrm{ctd}/E_\mathrm{cd}$ angesetzt werden, wenn f_tdx und f_tdy entsprechend den Berechnungen kleiner sind als f_ctd, sofern das Bauteil nicht infolge anderer Einwirkungsarten gerissen ist.

d) Vorstehend darf in a) und b), $f_\mathrm{yd}/E_\mathrm{Sd}$ durch $f_\mathrm{yd}/(\lambda E_\mathrm{Sd})$ ersetzt werden, falls die Bewehrung in beiden Richtungen um den Faktor $\lambda > 1$ über die erforderliche Menge hinaus erhöht wird.

Dabei ist λ das Verhältnis zwischen der ausgeführten und der erforderlichen Bewehrungsmenge.

G.4 Bemessung von Schalen- und Plattenelementen im ULS

(1) Zugbewehrung zur Aufnahme von Kombinationen aus in Scheibenebene wirkenden Kräften, Biegemomenten und Torsionsmomenten in Schalenelementen [Bild G.2a)] darf anhand eines Sandwichmodells [Bild G.2b)] bestimmt werden, wobei die Querschnittskräfte in eine Reihe von statisch äquivalenten Spannungen in Scheibenrichtung umgewandelt werden, die auf die obere und die untere Schicht des Sandwichmodells einwirken. Der Bemessungswert der Zugbewehrung in jeder der beiden Schichten darf dann mit dem vorstehend beschriebenen Verfahren für Spannungsbedingungen in Scheibenrichtung (Membranbauelemente, siehe G.3) berechnet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende

1 obere Schicht
2 untere Schicht
3 Zwischenschicht

m_{Edx}; m_{Edy} Bemessungswerte des Biegemoments je Längeneinheit

m_{Edxy} Bemessungswert des Torsionsmoments je Längeneinheit

n_{Edx}; n_{Edy} Bemessungswert der Normalkraft in Scheibenebene je Längeneinheit

n_{Edxy} Bemessungswert der Schubkraft in Scheibenebene je Längeneinheit

v_{Edx}; v_{Edy} Bemessungswert der Querkraft quer zur Scheibenebene je Längeneinheit

Alle dargestellten Bemessungseinwirkungen haben positive Vorzeichen.

Bild G.2 — (a) Schalenelement und (b) Sandwichmodell mit statisch äquivalenten Spannungen in Scheibenebene

(2) Die statisch äquivalenten Spannungen in Scheibenebene dürfen wie folgt berechnet werden:

a) Spannungen in der unteren Schicht:

$$\sigma_{Edx} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edx}}{t} + \frac{m_{Edx}}{t \cdot z} \tag{G.12}$$

$$\sigma_{Edy} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edy}}{t} + \frac{m_{Edy}}{t \cdot z} \tag{G.13}$$

$$\tau_{Edxy} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edxy}}{t} - \frac{m_{Edxy}}{t \cdot z} \tag{G.14}$$

b) Spannungen in der oberen Schicht:

$$\sigma'_{Edx} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edx}}{t} - \frac{m_{Edx}}{t \cdot z} \tag{G.15}$$

$$\sigma'_{Edy} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edy}}{t} - \frac{m_{Edy}}{t \cdot z} \tag{G.16}$$

$$\tau'_{Edxy} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edxy}}{t} + \frac{m_{Edxy}}{t \cdot z} \tag{G.17}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

t die Dicke der oberen und unteren Schicht;

z der innere Hebelarm zwischen oberer und unterer Schicht.

(3) Falls günstig, darf die Zwischenschicht auch dazu verwendet werden, Anteile der Kräfte in Scheibenebene aufzunehmen (n_{Edx}, n_{Edy} und n_{Edxy}). In diesem Fall sollten die äquivalenten Spannungen in den Schichten entsprechend angepasst werden.

(4) Querkräfte quer zur Scheibenebene, v_{Edx} und v_{Edy}, müssen nach 8.2 unter Verwendung des Bemessungswerts der Querkraft nach Gleichung (8.12) nachgewiesen werden.

(5) Der Sonderfall mit $n_{\mathrm{Edx}} = n_{\mathrm{Edy}} = n_{\mathrm{Edxy}} = 0$ (Platten ohne Membrankräfte) darf nach 8.1.3 behandelt werden; Tabelle G.2 und Tabelle G.3 geben die erforderliche Mindestmenge der Bewehrung an (optimale Bewehrung). Alternativ und unter der Voraussetzung, dass die Dicke der Druckzone $x \leq 0{,}25d$ und das Torsionsmoment nicht größer als das 0,5-Fache des größten Biegemoments ist, dürfen die folgenden Gleichungen verwendet werden:

$$m_{\mathrm{Rdx}} \geq m_{\mathrm{Edx}} + \cot\theta_{\mathrm{bot}} \left| m_{\mathrm{Edxy}} \right| \tag{G.18a}$$

$$m_{\mathrm{Rdy}} \geq m_{\mathrm{Edy}} + \frac{\left| m_{\mathrm{Edxy}} \right|}{\cot\theta_{\mathrm{bot}}} \tag{G.18b}$$

$$m'_{Rdx} \geq -m_{\mathrm{Edx}} + \cot\theta_{\mathrm{top}} \left| m_{\mathrm{Edxy}} \right| \tag{G.18c}$$

$$m'_{\mathrm{Rdy}} \geq -m_{\mathrm{Edy}} + \frac{\left| m_{\mathrm{Edxy}} \right|}{\cot\theta_{\mathrm{top}}} \tag{G.18d}$$

Dabei bezeichnen θ_{top} und θ_{bot} die Neigung der Druckspannungsfelder in den torsionsbeanspruchten oberen bzw. unteren Schichten. Die Werte für $\cot\theta_{\mathrm{top}}$ und $\cot\theta_{\mathrm{bot}}$ sind positiv und frei wählbar, sie sollten jedoch bei jeder der vier Gleichungen zum erforderlichen Momentenwiderstand führen, die zwischen dem 0,4-Fachen bis 2,5-Fachen des entsprechenden optimalen Momentenwiderstands liegt (siehe Tabelle G.2 und Tabelle G.3).

Tabelle G.2 — Optimale Zugbewehrung in der unteren Schicht, angegeben als Bemessungswerte des erforderlichen Momentenwiderstands für Plattenelemente

Bedingungen	Erforderlicher Widerstand m_{Rdx}	Erforderlicher Widerstand m_{Rdy}
$m_{\mathrm{Edx}} \geq -\left\|m_{\mathrm{Edxy}}\right\|$ $m_{\mathrm{Edy}} \geq -\left\|m_{\mathrm{Edxy}}\right\|$	$m_{\mathrm{Rdx}} \geq m_{\mathrm{Edx}} + \left\|m_{\mathrm{Edxy}}\right\|$	$m_{\mathrm{Rdy}} \geq m_{\mathrm{Edy}} + \left\|m_{\mathrm{Edxy}}\right\|$
$m_{\mathrm{Edx}} \leq m_{\mathrm{Edy}}$ $m_{\mathrm{Edx}} < -\left\|m_{\mathrm{Edxy}}\right\|$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} \leq m_{\mathrm{Edxy}}^2$	0	$m_{\mathrm{Rdy}} \geq m_{\mathrm{Edy}} + \frac{m_{\mathrm{Edxy}}^2}{\left\|m_{\mathrm{Edx}}\right\|}$
$m_{\mathrm{Edx}} \geq m_{\mathrm{Edy}}$ $m_{\mathrm{Edy}} < -\left\|m_{\mathrm{Edxy}}\right\|$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} \leq m_{\mathrm{Edxy}}^2$	$m_{\mathrm{Rdx}} \geq m_{\mathrm{Edx}} + \frac{m_{\mathrm{Edxy}}^2}{\left\|m_{\mathrm{Edy}}\right\|}$	0
$m_{\mathrm{Edx}} < 0$ $m_{\mathrm{Edy}} < 0$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} > m_{\mathrm{Edxy}}^2$	0	0
ANMERKUNG Negative Momente sind mit negativem Vorzeichen wiedergegeben.		

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle G.3 — Optimale Zugbewehrung in der oberen Schicht, angegeben als Bemessungswerte des erforderlichen Momentenwiderstands für Plattenelemente

Bedingungen	Erforderlicher Widerstand m'_{Rdx}	Erforderlicher Widerstand m'_{Rdy}
$m_{\mathrm{Edx}} \leq \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$ $m_{\mathrm{Edy}} \leq \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$	$m'_{\mathrm{Rdx}} \geq -m_{\mathrm{Edx}} + \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$	$m'_{\mathrm{Rdy}} \geq -m_{\mathrm{Edy}} + \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$
$m_{\mathrm{Edx}} \geq m_{\mathrm{Edy}}$ $m_{\mathrm{Edx}} > \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} \leq m_{\mathrm{Edxy}}^2$	0	$m'_{\mathrm{Rdy}} \geq -m_{\mathrm{Edy}} + \frac{m_{\mathrm{Edxy}}^2}{\lvert m_{\mathrm{Edx}} \rvert}$
$m_{\mathrm{Edx}} \leq m_{\mathrm{Edy}}$ $m_{\mathrm{Edy}} > \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} \leq m_{\mathrm{Edxy}}^2$	$m'_{\mathrm{Rdx}} \geq -m_{\mathrm{Edx}} + \frac{m_{\mathrm{Edxy}}^2}{\lvert m_{\mathrm{Edy}} \rvert}$	0
$m_{\mathrm{Edx}} > 0$ $m_{\mathrm{Edy}} > 0$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} > m_{\mathrm{Edxy}}^2$	0	0
ANMERKUNG Negative Momente sind mit negativem Vorzeichen wiedergegeben.		

G.5 Genauere Kontrolle der Rissbildung in Membranbauteilen im SLS

(1) Falls in Bauteilen, die in zwei orthogonalen Richtungen bewehrt sind, der Winkel θ zwischen den Achsen der Hauptstauchung und der Richtung der Bewehrung in x-Richtung größer als 15° ist, darf die Rissbreite mit Gleichung (9.12) berechnet werden, wobei der maximale Rissabstand $s_{\mathrm{r,max}}$ nach Gleichung (G.19) und die Dehnungsdifferenz ($\varepsilon_{\mathrm{sm}} - \varepsilon_{\mathrm{cm}}$) nach Gleichung (9.13) verwendet werden dürfen:

$$s_{\mathrm{r,m,cal}} = \frac{1}{\frac{\sin\theta}{s_{\mathrm{r,m,cal,x}}} + \frac{\cos\theta}{s_{\mathrm{r,m,cal,y}}}} \tag{G.19}$$

Dabei ist

$s_{\mathrm{r,m,cal,x}}$, $s_{\mathrm{r,m,cal,y}}$ die Rissabstände in y- bzw. z-Richtung nach 9.2.4(5);

Dabei wird ε_1 Gleichung (G.10) oder Gleichung (G.11) mit den folgenden zusätzlichen Bedingungen entnommen:

— ε_{x} wird angesetzt als $\sigma_{\mathrm{s,x}}/E_{\mathrm{s}}$; dabei ist $\sigma_{\mathrm{s,x}}$ die Spannung in der Bewehrung in Richtung der Bauteilachse (x) für die relevante Einwirkungskombination;

— ε_{y} wird angesetzt als $\sigma_{\mathrm{s,y}}/E_{\mathrm{s}}$; dabei ist $\sigma_{\mathrm{s,y}}$ die Spannung in der Bewehrung in y-Richtung für die relevante Einwirkungskombination;

— θ darf konservativ mittels linear-elastischer Berechnung bestimmt werden;

— eine bessere Näherung darf durch Lösung der Gleichung (G.20) für θ ermittelt werden.

$$\frac{\tau}{\rho_{\mathrm{x}}}\cot^4\theta + \frac{\sigma_{\mathrm{x}}}{\rho_{\mathrm{x}}}\cot^3\theta - \frac{\sigma_{\mathrm{y}}}{\rho_{\mathrm{y}}}\cot\theta - \frac{\tau}{\rho_{\mathrm{y}}} = 0 \tag{G.20}$$

Dabei ist

τ die Schubspannung an dem Punkt, an dem der Riss bestimmt wird.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang H
(informativ)

Angaben zur Bemessung und baulichen Durchbildung von Betontragwerken für die Wasserundurchlässigkeit

H.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält ergänzende Angaben zur Bemessung und baulichen Durchbildung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, die undurchlässig sein müssen gegen Wasser innerhalb von Behältern oder gegen Wasser von außerhalb, wie Grundwasser.

ANMERKUNG Die nationalen Festlegungen zur Anwendung dieses informativen Anhangs sind in einem Nationalen Anhang angegeben. Enthält ein Nationaler Anhang keine Angaben zur Anwendung dieses informativen Anhangs, kann er angewendet werden.

H.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser informative Anhang gilt hauptsächlich für die Wasserundurchlässigkeit von Betontragwerken. Er darf auch für andere Flüssigkeiten angewendet werden, wenn nachgewiesen werden kann, dass sich die Flüssigkeit ähnlich wie Wasser verhält.

H.3 Allgemeines

(1) Beton in wasserundurchlässigen Tragwerken sollte eine geeignete Zusammensetzung aufweisen, um eine geringe Durchlässigkeit zu erzielen, z. B. sollte er einen niedrigen Wasserzementwert aufweisen, viel Feinkorn enthalten und eine Begrenzung des Größtkorns der Gesteinskörnung aufweisen, wenn die Abmessungen den Mindestwerten nach (3) nahekommen.

(2) Die Mindestdicke von Bauteilen, für die die Dichtheitsklasse TC 0 (siehe Tabelle H.1) ausreichend ist, sollte 120 mm betragen. Eine Mindestdicke von 150 mm sollte für andere Dichtheitsklassen vorgesehen werden.

(3) Die Betonquerschnitte müssen mit ausreichender Bewehrung bemessen werden, um eine gute Rissverteilung und Begrenzung der Rissbreiten nach 9.2 sicherzustellen.

ANMERKUNG Faserverstärkter Beton (FRC) oder Vorspannung können nachhaltigere Alternativen zu hohen Bewehrungsgraden zur Begrenzung der Rissbreite sein.

H.4 Dichtheitsklassen

H.4.1 Klassifizierung

(1) Wasserundurchlässige Bauwerke und Wasserbehälter dürfen in Bezug auf den erforderlichen Schutzgrad gegen Flüssigkeitsdurchtritt nach Tabelle H.1 klassifiziert werden.

ANMERKUNG 1 Alle Betone lassen den Durchtritt geringer Flüssigkeits- und Gasmengen durch Diffusion zu.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

Tabelle H.1 — Dichtheitsklassen

Dichtheits-klasse	Anforderungen bezüglich Dichtheit
TC 0	Ein bestimmter Grad an Flüssigkeitsdurchtritt ist zulässig oder vernachlässigbar.
TC 1	Der Flüssigkeitsdurchtritt muss auf eine geringe Menge begrenzt werden. Einige Feuchtstellen oder Verfärbungen auf der Bauteiloberfläche sind zulässig.
TC 2	Der Flüssigkeitsdurchtritt muss auf ein Mindestmaß begrenzt sein. Das Erscheinungsbild wird nicht durch Verfärbungen beeinträchtigt.
TC 3	Kein Flüssigkeitsdurchtritt zulässig.

ANMERKUNG 2 Die Dichtheitsklassen können quantitativ für ein bestimmtes Bauvorhaben festgelegt werden, indem eine Leckagerate festgelegt und in eine Beziehung zur Trennrissbreite unter Anwendung von H.4.2(7) gesetzt wird.

H.4.2 Dichtheitsanforderungen

(1) Es sollten geeignete Grenzwerte für die Trennrissbildung in Abhängigkeit von der Dichtheitsklasse des betrachteten Bauteils gewählt werden, wobei die erforderliche Funktion des Tragwerks angemessen berücksichtigt wird. Wenn speziellere Anforderungen fehlen, darf Folgendes angenommen werden:

TC 0 – die Festlegungen nach 9.2.1 dürfen übernommen werden.

TC 1 – die Breite aller Trennrisse sollte auf $w_{\mathrm{k,lim1}}$ nach (2) begrenzt werden. 9.2.1 gilt, wenn der Querschnitt nicht über die gesamte Dicke gerissen ist.

TC 2 – Trennrisse sollten im Allgemeinen vermieden werden, falls nicht andere geeignete Maßnahmen (z. B. Auskleidungen oder Wasserbarrieren) ergriffen werden.

TC 3 – im Allgemeinen werden besondere Maßnahmen (z. B. Auskleidungen oder Vorspannung) zur Sicherstellung der Wasserundurchlässigkeit erforderlich sein.

(2) Die Werte von $w_{\mathrm{k,lim1}}$ dürfen für ein bestimmtes Bauvorhaben festgelegt werden. Sie dürfen abhängig vom Verhältnis zwischen dem hydrostatischen Druck h_{D} zur Bauteildicke h_{D}/h wie folgt festgelegt werden:

— für $h_{\mathrm{D}}/h \leq 5$: $w_{\mathrm{k,lim,1}} = 0{,}20$ mm;

— für $h_{\mathrm{D}}/h \geq 35$: $w_{\mathrm{k,lim,1}} = 0{,}05$ mm.

Für dazwischen liegende Werte von h_{D}/h darf linear interpoliert werden.

(3) Die Begrenzung der Trennrissbreiten auf diese Werte führt üblicherweise zur wirksamen Selbstheilung der Risse in relativ kurzer Zeit. Zur Berücksichtigung von anderweitig druckbeaufschlagten Tragwerken kann in den vorstehenden Gleichungen h_{D} durch das Verhältnis des Drucks zum spezifischen Gewicht des Wassers ($p/\gamma_{\mathrm{water}}$) ersetzt werden.

(4) Um bei Tragwerken der Klasse TC2 oder TC 3 Trennrisse mit angemessener Sicherheit zu verhindern, sollte der Bemessungswert der Druckzonenhöhe unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination mindestens x_{min} betragen. Bei Querschnitten unter wechselnden Einwirkungen sollten Trennrisse angenommen werden, sofern nicht nachgewiesen werden kann, dass ein bestimmter Teil der Querschnittsdicke dabei ständig überdrückt bleibt. Diese Dicke des Betons unter Druck sollte gewöhnlich mindestens x_{min} unter allen auftretenden Einwirkungskombinationen betragen. Die Auswirkungen der Einwirkungen dürfen unter Annahme eines linear-elastischen Baustoffverhaltens ermittelt werden, wobei angenommen wird, dass Beton unter Zug vernachlässigt wird.

ANMERKUNG 1 x_{min} ist der kleinere Wert von 50 mm oder $0{,}2h$, wobei h die Bauteildicke ist, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Bei von Wasser durchströmten Rissen darf eine Selbstheilung der Risse angenommen werden, wenn die Bauteile während der Nutzungsdauer keinen wesentlichen Änderungen der Belastung oder der Temperatur unterliegen. Wenn zuverlässigere Angaben fehlen, darf eine Selbstheilung angenommen werden, wenn der zu erwartende Bereich der Dehnung in der Bewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts unter Gebrauchsbedingungen unterhalb $150 \cdot 10^{-6}$ liegt.

ANMERKUNG Ist eine Selbstheilung unwahrscheinlich, kann durch jeden Trennriss unabhängig von der Rissbreite Flüssigkeit durchtreten.

(6) Bei der Bemessung von Bauteilen mit Zugspannungen aus behinderten Verformungen infolge von Schwinden oder Temperatur sollten diese Auswirkungen nach Anhang D berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Anhang D enthält Angaben zur Bewertung der frühzeitigen und der langzeitigen Rissbildung infolge von Zwang.

(7) Abnahmekriterien für wasserundurchlässige Bauwerke dürfen eine maximale Leckagerate einschließen. Die Leckagerate q darf auf Grundlage einer äquivalenten Trennrissbreite und unter Annahme einer Laminarströmung näherungsweise abgeschätzt werden als:

$$q = w_{\mathrm{k,cal,e}}{}^3 \cdot \Delta p \cdot l_{\mathrm{w,p}}/(96\, h \cdot \eta) \tag{H.1}$$

Dabei ist die äquivalente Trennrissbreite

$$w_{\mathrm{k,cal,e}} = \sqrt[3]{\frac{2 w_{\mathrm{k,cal,1}}^2 \cdot w_{\mathrm{k,cal,2}}^2}{w_{\mathrm{k,cal,1}} + w_{\mathrm{k,cal,2}}}} \tag{H.2}$$

Δp die Druckdifferenz [N/m^2];

$l_{\mathrm{w,p}}$ die Länge des Trennrisses [m];

η die dynamische Viskosität ($\eta = 1{,}3 \cdot 10^{-3}$ Ns/m^2 für Wasser);

h die Dicke des Querschnitts [m].

$w_{\mathrm{k,cal,1}}$ und $w_{\mathrm{k,cal,2}}$ sind die Rissbreiten auf den beiden Bauteiloberflächen, berechnet mit dem Nennwert der Betondeckung.

ANMERKUNG Da die Leckagerate von der Trennrissbreite abhängt, die eine große Streuung sowohl in sich als auch im tatsächlichen Rissbild aufweist, das sich in einem realen Tragwerk einstellen wird, werden die tatsächlichen Leckagemengen von den berechneten Werten abweichen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang I
(informativ)

Bewertung von bestehenden Tragwerken

I.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang ergänzt Festlegungen in diesem Eurocode zur Bewertung von bestehenden Tragwerken aus unbewehrtem Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Anhang I behandelt auch die Bewertung von noch erhaltenen Teilen von bestehenden Tragwerken, die umgebaut, erweitert, verstärkt oder nachgerüstet werden, im Fall von Bauvorhaben, bei denen neue tragende Bauteile mit noch erhaltenen Teilen von bestehenden Betontragwerken kombiniert werden.

I.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(2) Dieser informative Anhang behandelt:

— zusätzliche Regeln für Baustoffe und Systeme, die nicht in Abschnitt 5 festgelegt sind (z. B. glatte Stäbe);

— zusätzliche Regeln zur Bewertung bestehender Tragwerke, wenn die bauliche Durchbildung nicht übereinstimmt mit den Festlegungen in Abschnitt 11 und Abschnitt 12;

— zusätzliche Regeln für die Verankerung von glatten Stäben;

— Berücksichtigung von Schädigung bestehender Tragwerke.

I.3 Allgemeines

ANMERKUNG Sofern nicht anders angemerkt, ähneln Nummerierung und Überschriften der Abschnitte/Unterabschnitte in Anhang I den entsprechenden Nummern und Überschriften im Hauptteil dieses Eurocodes. Den Nummern der Abschnitte wird der Buchstabe „I“ vorangestellt, um Inhalte zu unterscheiden, die die Bewertung bestehender Tragwerke betreffen. Anhang I enthält ausschließlich Abschnitte/Unterabschnitte des Hauptteils dieses Eurocodes, die spezifische Abschnitte für die Bewertung bestehender Betontragwerke enthalten.

(1) Allgemein gelten alle Abschnitte dieses Eurocodes für die Bewertung bestehender Betontragwerke, es sei denn, sie werden durch die Festlegungen nach Anhang I ersetzt.

(2) Anhang I enthält keine prognostischen Verfahren zur Schätzung der Schädigungsraten in Zusammenhang mit den verschiedenen Schädigungsmechanismen für Betontragwerke. Diese sollten unter Anwendung von Verfahren durchgeführt werden, die durch die zuständige Behörde festgelegt werden oder, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, wie für eine bestimmte Bewertung zwischen den beteiligten Parteien vereinbart.

(3) Bemessungswerte, die in Übereinstimmung mit diesem Eurocode bestimmt wurden, dürfen a zum Zweck der Bewertung gemäss Anhang I verwendet werden.

(4) Die folgenden Annahmen gelten bei der Bewertung bestehender Betontragwerke:

— Die Bewertung des Tragwerks wird mit der für die jeweiligen Umstände angemessenen Fachkenntnis und Sorgfalt auf der Grundlage der zum Bewertungzeitpunkt allgemein verfügbaren Kenntnisse und anerkannten Verfahren durchgeführt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— Die Bewertung des Tragwerks wird durch angemessen qualifiziertes und erfahrenes Personal durchgeführt.

— Während des Bewertungsprozesses werden sachgerechte Überwachung und Qualitätskontrolle angewendet.

— Das Tragwerk wird entsprechend den Bewertungsannahmen genutzt und instandgehalten.

I.4 Bewertungsgrundlagen

I.4.1 Allgemeine Regeln

I.4.1.1 Grundlegende Anforderungen

(1) Für Einzelheiten, die die Anforderungen dieses Eurocodes nicht erfüllen, sollte die Konsequenz für die Tragwerkssicherheit identifiziert werden. In diesen Fällen darf eine Bewertung auf Grundlage angemessener Modelle und Prüfungen (in Übereinstimmung mit prEN 1990) angewendet werden.

I.4.1.2 In der Bewertung von geschädigten Tragwerke zu berücksichtigende Auswirkungen

(1) Im Fall von Betontragwerken, die von Schädigungen betroffen sind, sollte die Bewertung, sofern zutreffend, die folgenden Auswirkungen berücksichtigen:

— reduzierter Betonquerschnitt infolge von Delamination und Abplatzen;

— Reduzierung der Querschnittsfläche und Duktilität der Bewehrung;

— Spannungskonzentration infolge von lokaler Korrosion (z. B. Spannstahl);

— Spannungsrisskorrosion (z. B. Spannstahl);

— verringerter Beton-Stahl-Verbund;

— Verlust von mechanischen Eigenschaften des Betons (z. B. Sulfatangriff, *AAR* und *DEF*, Frostangriff, Auslaugung und Säureangriff);

— Rissbildung oder Dehnung von Beton (Quellen infolge von *AAR* und *DEF*).

ANMERKUNG 1 Die häufigsten Schädigungsmechanismen, die Betontragwerke beeinflussen können, sind:

— Korrosion der Bewehrung;

— externer Sulfatangriff;

— Alkali-Aggregat-Reaktion (*AAR*) und andere dehnungsbezogene Reaktionen (z. B. verzögerte Ettringitbildung, *DEF*);

— Frostangriff;

— Auslaugung und Säureangriff.

ANMERKUNG 2 Die in diesem Eurocode angegebenen Gleichungen können im Fall von Schädigung (z. B. E-Modul von Beton im Fall von AAR, Stahlduktilität im Fall von Lochfraßkorrosion) ungültig sein.

ANMERKUNG 3 Lochfraßkorrosion infolge von Chloriden tritt häufig nicht in Zusammenhang mit anderen Korrosionsarten auf und kann somit schwer durch Sichtprüfung der Oberfläche des tragenden Bauteils erkannt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG 4 Einige ältere Vergütungsstähle und Stäbe können eine geringere Zähigkeit und ein höheres Risiko für Spannungsrisskorrosion aufweisen.

ANMERKUNG 5 Die Auswirkung der Korrosion beeinflusst auch Modellunsicherheiten und somit die Widerstandsmodelle.

I.4.2 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

I.4.2.1 Teilsicherheitsbeiwerte für die Bewertung

(1) Falls an bestehenden Tragwerken keine Prüfungen zur Beurteilung der mechanischen Eigenschaften der Baustoffe durchgeführt werden, sollten die Teilsicherheitsbeiwerte von Baustoffen nach Tabelle 4.3(NDP) für die Bewertung verwendet werden.

(2) Wenn Prüfungen am bestehenden Tragwerk zur Beurteilung der mechanischen Eigenschaften der Baustoffe durchgeführt werden, dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte von Baustoffen nach Tabelle 4.3(NDP) nach Anhang A unter Anwendung der in Prüfungen ermittelten, tatsächlichen Mittelwerte und Variationskoeffizienten angepasst werden, es sei denn, der Variationskoeffizient der Betonbohrkernfestigkeit $V_{\mathrm{fc,is}}$ ist größer als $V_{\mathrm{fc,is,lim}}$; in diesem Fall sollten die Teilsicherheitsbeiwerte für Beton nach Anhang A, unter Anwendung der in Prüfungen ermittelten, tatsächlichen Mittelwerte und Variationskoeffizienten angepasst werden. Die Ergebnisse von während der Bauausführung durchgeführten Prüfungen dürfen ebenfalls für diesen Zweck verwendet werden. $V_{\mathrm{fc,is,lim}}$ ist ein Parameter, der von der Anzahl der Prüfergebnisse nach Tabelle I.1(NDP) abhängt.

ANMERKUNG 1 Die Werte von $V_{\mathrm{fc,is,lim}}$ nach Tabelle I.1(NDP) gelten, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

ANMERKUNG 2 Die Angaben aus Prüfergebnissen können mit früheren Angaben, sofern verfügbar, kombiniert werden.

Tabelle I.1 (NDP)— Werte von $V_{\mathrm{fc,is,lim}}$ als Funktion der Probenanzahl n

n	8	10	12	16	20	30	∞
$V_{\mathrm{fc,is,lim}}$	0,13	0,15	0,17	0,20	0,21	0,23	0,29

I.5 Baustoffe

I.5.1 Allgemeines

(1) Für Baustoffe, die nicht die Anforderungen von in Abschnitt 2 enthaltenen, normativen Dokumenten erfüllen, sollten die in Übereinstimmung mit diesem Eurocode zu verwendenden mechanischen Eigenschaften anhand von Prüfungen und/oder Aufzeichnungen der ursprünglichen Bemessung und Bauausführung ermittelt werden, und die Anwendung der Festlegungen nach diesem Eurocode oder nach alternativen Ansätzen, die technischer und wissenschaftlicher Fachliteratur entstammen, sollte begründet werden.

(2) Die Prüfung von Baustoffen sollte in Übereinstimmung mit den normativen Dokumenten nach Abschnitt 2 erfolgen. Können derartige Prüfungen nicht durchgeführt werden, dürfen alternative Verfahren angewendet werden, wenn durch die zuständige Behörde festgelegt oder, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für eine bestimmte Bewertung zwischen den beteiligten Parteien vereinbart. Die Auswirkung des alternativen Prüfverfahrens sollte bei der Ermittlung der nach diesem Eurocode zu verwendenden mechanischen Eigenschaften berücksichtigt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.5.2 Beton

I.5.2.1 Allgemeines

(1) EN 13791:2019, Abschnitt 8, sollte bei der Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit $f_{\mathrm{ck,is}}$ von Betonbohrkernen angewendet werden.

(2) Die Untersuchung des Betons sollte hauptsächlich auf die Bestimmung der Druckfestigkeit in spezifischen Bereichen des Tragwerks abzielen. Falls die anderen mechanischen Eigenschaften (z. B. Elastizitätsmodul, Zugfestigkeit) nicht erheblich durch Schädigung beeinflusst werden, dürfen diese indirekt auf Grundlage der Druckfestigkeit unter Verwendung der Gleichungen nach 5.1 bestimmt werden, sofern keine spezielle Untersuchung durchgeführt wird.

(3) Falls f_{ck} durch Prüfung vor Ort beurteilt wird, darf dies anhand von $f_{\mathrm{ck,is}}$ nach Gleichung (I.1) abgeschätzt werden:

$$f_{\mathrm{ck}} = \frac{f_{\mathrm{ck,is}}}{k_{\mu\mathrm{fc}}} \tag{I.1}$$

Dabei sind die Werte von $k_{\mu\mathrm{fc}}$ in Tabelle I.2(NDP) angegeben.

Tabelle I.2 (NDP) — Parameter $k_{\mu\mathrm{fc}}$ zur Berücksichtigung der Repräsentativität der Druckfestigkeit von Beton, die nach EN 13791:2019, Abschnitt 8, in Gleichung (I.1) beurteilt wurde

Bereiche und Bedingungen des tragenden Bauteils, dem die Bohrkerne entnommen werden[a]	$k_{\mu\mathrm{fc}}$
a) Bohrkerne, die ausschließlich aus den unteren Teilen der Betonmassen während des Betonierens entnommen wurden (die unteren 70 % der Betonhöhe während des Betonierens), repräsentieren nicht notwendigerweise den für den Nachweis entscheidenden Bereich	0,95
b) Bohrkerne, die unterschiedlichen Bereichen entnommen wurden, die alle Bedingungen im tragenden Bauteil repräsentieren, aber nicht notwendigerweise den für den Nachweis entscheidenden Bereich	0,90
c) Bohrkerne, die dem für den Nachweis entscheidenden Bereich entnommen wurden	0,85
ANMERKUNG Die Parameter nach Tabelle I.2(NDP) gelten, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.	
[a] Die Druckfestigkeit von Beton kann je nach Ort erhebliche Schwankungen aufweisen (üblicherweise geringere Festigkeit im oberen Teil des Bauteils während des Betonierens)	

(4) Sind D_{lower} und/oder D_{upper} nicht bekannt, dürfen sie durch D_{max} ersetzt werden. D_{max} darf durch Prüfung am bestehenden Tragwerk oder durch Verwendung der ursprünglichen Aufzeichnungen der Bemessung und Bauausführung beurteilt werden.

I.5.2.2 Annahmen für die Bewertung

(1) Wenn die Betonfestigkeit in einem bestehenden Tragwerk beurteilt wird, muss der Faktor k_{tc} nach 5.1.6(1) die Auswirkungen des Spannungsniveaus und der Belastungsdauer berücksichtigen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Der folgende Wert von k_{tc} gilt, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind:

— $k_{tc} = 0{,}85$ im Fall, dass die Auswirkung der ständigen Einwirkung (und/oder veränderlicher Einwirkungen mit einer Dauer > 1 Stunde) 100 % der Gesamtauswirkung auf Beurteilungsniveau repräsentiert;

— $k_{tc} = 1{,}00$ wenn die Auswirkung schneller veränderlicher Einwirkungen (Einwirkungen mit einer Dauer < 1 Stunde) mindestens 20 % der Gesamtauswirkung auf Beurteilungsniveau repräsentiert,

bei dazwischen liegenden Fällen (Auswirkung schneller Einwirkungen zwischen 0 % und 20 % der Gesamtlastauswirkung bei Bemessungsniveau) wird k_{tc} durch lineare Interpolation zwischen 0,85 und 1,00 bestimmt.

I.5.3 Betonstahl

(1) Wenn die charakteristischen Werte der Eigenschaften des Betonstahls durch Prüfung beurteilt werden, sollten Anzahl, Ort und Größe der Probekörper so gewählt werden, dass sie für die beurteilten Bauteile repräsentativ sind. In diesem Fall sollten die Eigenschaften des Betonstahls nach EN ISO 15630 (alle Teile) geprüft werden. Kürzere Proben dürfen geprüft werden, wenn:

— die Prüfergebnisse keinen Anlass zu begründeten Zweifeln geben;

— keine Anzeichen von Schädigung erkannt werden;

— die Festigkeit nicht von der Länge der Probekörper abhängig ist.

ANMERKUNG 1 Die Festigkeiten der unterschiedlichen Größen und Arten von Stahlkomponenten können wesentlich unterschiedliche Wahrscheinlichkeitsverteilungen aufweisen.

ANMERKUNG 2 Da üblicherweise nicht bekannt ist, welcher Betonstahl aus welchem einzelnen Los stammt, kann es notwendig sein, die Möglichkeit zu untersuchen, ob mehrere Lose am zu beurteilenden Ort verwendet wurden. Das würde die Prüfung einer größeren Anzahl von Probekörpern und einiges an technischem Ermessen bezüglich der Datenanalyse und des Anwendungsbereichs der resultierenden Festigkeiten erfordern.

ANMERKUNG 3 Die Angaben aus Prüfergebnissen können mit früheren Aufzeichnungen, sofern verfügbar, kombiniert werden.

(2) Wird der charakteristische Wert der Eigenschaften von Betonstahl auf Grundlage einer Probekörperprüfung berechnet, sollte der charakteristische Wert X_k nach Gleichung (I.2) bestimmt werden:

$$X_k = e^{(m_X - k_n \cdot s_X)} \tag{I.2}$$

Dabei

$$m_X = \frac{1}{n}\sum \ln x_i \tag{I.3}$$

darf der Wert von k_n, der Tabelle I.3 bzw. Tabelle I.4 für einen charakteristischen Wert von 5 % bzw. 10 % entnommen werden.

Für die Bewertung von s_X und bei der Verwendung von Tabelle I.3 und Tabelle I.4 sollte einer der beiden Fälle berücksichtigt werden:

— **Fall 1:** Die Zeile „V_X bekannt“ sollte verwendet werden, wenn der Variationskoeffizient V_X oder eine realistische Obergrenze davon, durch Vorkenntnisse bekannt ist; in diesem Fall sollte s_X der Gleichung (I.4) entnommen werden:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$s_X = \sqrt{\ln(V_X^2 + 1)} \tag{I.4}$$

ANMERKUNG 4 Vorkenntnisse könnten aus der Bewertung früherer Prüfungen in vergleichbaren Situationen stammen. Für die Bestimmung dessen, was als „vergleichbar“ angesehen werden kann, kann nach technischem Ermessen geurteilt werden.

— **Fall 2:** Die Zeile „V_X unbekannt“ sollte verwendet werden, wenn der Variationskoeffizient V_X nicht durch Vorkenntnisse bekannt ist und deshalb anhand der Probe geschätzt werden muss; in diesem Fall sollten s_X bzw. V_X Gleichung (I.5) bzw. Gleichung (I.6) entnommen werden:

$$s_X = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum(\ln x_i - m_x)^2} \tag{I.5}$$

$$V_X = \frac{s_X}{m_X} \tag{I.6}$$

Tabelle I.3 — Werte von k_n für den charakteristischen Wert von 5 %

N	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	30	∞
V_X bekannt	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,70	1,68	1,67	1,64
V_X unbekannt	—	—	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,82	1,76	1,73	1,64

Tabelle I.4 — Werte von k_n für den charakteristischen Wert von 10 %

n	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	30	∞
V_X bekannt	1,81	1,57	1,48	1,43	1,40	1,38	1,36	1,34	1,32	1,31	1,30	1,28
V_X unbekannt	—	—	2,18	1,83	1,68	1,59	1,50	1,45	1,39	1,36	1,33	1,64

(3) Falls ausreichend Angaben verfügbar sind, dürfen die mechanischen Eigenschaften von gerippten Stäben auf Grundlage der Kennzeichnung auf der Staboberfläche bestimmt werden.

I.5.4 Spannstahl

(1) I.5.3 gilt auch für Spannstahl.

I.6 Dauerhaftigkeit – Mindestbetondeckung für Verbund

(1) Beträgt die tatsächliche Betondeckung weniger als $c_{min,b}$, darf die Auswirkung auf die Verankerungs- und Überlappungslänge nach I.11.4.1 bestimmt werden.

ANMERKUNG Die tatsächliche Betondeckung zur Bewertung der Verankerungs- und Überlappungslänge kann durch Verwendung der ursprünglichen Aufzeichnungen der Bemessung und Konstruktion und/oder durch Prüfung am bestehenden Tragwerk beurteilt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Bei glatten Stäben mit quadratischem Querschnitt sollte $c_{\mathrm{min,b}}$ gleich $\phi_{\mathrm{sq,eq}}$ nach I.11.4.1 angesetzt werden.

I.7 Statische Berechnung

I.7.1 Berechnungsverfahren

I.7.1.1 Allgemeines

(1) Wenn eine lineare Berechnung mit begrenzter Umlagerung, eine Berechnung nach der Plastizitätstheorie oder eine nichtlineare Berechnung durchgeführt wird, sollte die Auswirkung der reduzierten Duktilität des geschädigten Betons und der geschädigten Bewehrung berücksichtigt werden.

I.7.1.2 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung

(1) Zusätzlich zu 7.3.2 darf eine linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung im Grenzzustand der Tragfähigkeit durchgeführt werden, wenn die in der Bewertung verwendeten Querkräfte und Auflagerreaktionen als die größeren der entweder vor oder nach der Umlagerung berechneten Werte angesetzt werden.

I.7.2 Vorgespannte Bauteile und Tragwerke

I.7.2.1 Allgemeines

(1) Wird in der Bewertung Korrosion von Spanngliedern festgestellt, sollten die üblichen Regeln für Spannbeton durch Berücksichtigung des Folgenden modifiziert werden:

a) Litzen, Drähte oder Stäbe, bei denen Querschnittsverluste zu verzeichnen sind, die dazu führen, dass ihre Vorspannkraft nicht beibehalten werden kann, sollten in diesem Querschnitt als unwirksam betrachtet werden. Die Festigkeit eines Querschnitts im Grenzzustand der Tragfähigkeit sollte ausschließlich auf der verbleibenden Querschnittsfläche der wirksamen Litzen, Drähte oder Stäbe basieren.

b) Lokal unwirksame Spannglieder im nachträglichen Verbund können erneut verankert und an anderer Stelle vollständig wirksam sein. Derartige Spannglieder sollten nur dann in der Bewertung berücksichtigt werden, wenn die Qualität des Verpressens der Hüllrohre eine Verankerung mit der Bemessungsfestigkeit des Spannstahls ermöglicht.

c) Wenn es Hinweise auf umfangreiches unzureichendes Verpressen gibt, sollte das mögliche erneute Verankern von Spanngliedern nicht ohne weitere Untersuchung in der Bewertung berücksichtigt werden. Falls das Verpressen zu mangelhaft ist, um eine erneute Verankerung der Spannglieder zu ermöglichen, sollten die Bauteile mit Spanngliedern ohne Verbund betrachtet und dementsprechend beurteilt werden.

d) Die Reduzierung der Duktilität infolge von Korrosion sollte berücksichtigt werden.

I.7.2.2 Vorspannkraft

(1) Die beim Spannen maximale Vorspannkraft sollte anhand der ursprünglichen Aufzeichnungen zu Bemessung und Konstruktion ermittelt werden oder, falls diese nicht verfügbar sind, anhand dokumentierter Informationen für das zum Zeitpunkt der Bauausführung gültige angewendete Vorspannsystem ermittelt werden. Falls das Niveau der Vorspannung nicht bekannt ist, sollte die Auswirkung von Schwankung in der Vorspannkraft Gegenstand einer Empfindlichkeitsanalyse sein. Die tatsächliche Vorspannkraft darf durch Vor-Ort-Prüfungen gemessen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.8 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS)

I.8.1 Allgemeines

(1) Die zur Beurteilung des Querschnittswiderstands von geschädigten Tragwerken verwendeten Querschnittseigenschaften sollten mit den in der Berechnung verwendeten übereinstimmen, sofern zutreffend.

(2) Folgendes sollte bei Querschnittsmaßen als mögliche Folgen von Bewehrungskorrosion, welche zu Rissbildung und Abplatzung der Betondeckung führt, berücksichtigt werden:

— bei einer Eindringtiefe der Korrosion $P_x \geq 0{,}2/0{,}4$ mm darf ein reduzierter Betonquerschnitt infolge des Abplatzens berücksichtigt werden, der die Höhe der Betondeckung um die korrodierten Stäbe vernachlässigt;

— bei einem niedrigen/mittleren Wert P_x (d. h. $P_x < 0{,}2/0{,}4$ mm) darf angenommen werden, dass der vollständige Betonquerschnitt zum Widerstand beiträgt, wobei die Druckfestigkeit des Betons infolge von Rissbildung reduziert ist.

ANMERKUNG 1 Für die Festlegung der Eindringtiefe der Korrosion P_x siehe I.3.1.

ANMERKUNG 2 Betonabplatzen ist nicht nur vom Korrosionsgrad abhängig, sondern auch vom Verhältnis von Längs- und Querbewehrung, Stabdurchmesser usw.

(3) Folgendes sollte als mögliche Folgen der Korrosion von Betonstahlbewehrung berücksichtigt werden:

— für gedrückte Betonstahlbewehrung sollte im Fall stark korrodierter Bügel (maßgebender Wert P_x oder Lochfraßstellen) eine reduzierte Bewehrungsfestigkeit infolge eines möglichen Stabknickens vor Erreichen der Höchstlast berücksichtigt werden;

— bei Querkraft sollte die Möglichkeit vorzeitigen Versagens von Bügeln infolge von Lochfraßkorrosion berücksichtigt werden;

— bei $P_x \geq 0{,}2 \div 0{,}4$ mm und/oder Lochfraßkorrosion:

  — kann eine Reduzierung der Dehnung bei Höchstspannung erwartet werden, die beim Nachweis im ULS berücksichtigt werden sollte;

  — sollte eine Konzentration der aktiven Spannung an Lochfraßstellen berücksichtigt werden;

— es darf angenommen werden, dass ein niedriger/mittlerer Wert P_x (d. h. $P_x < 0{,}2 \div 0{,}4$ mm), die Spannungs-Dehnungs-Verformungsverhältnisse von Betonstahlbewehrung nicht beeinflusst.

I.8.2 Biegung mit oder ohne Normalkraft

(1) Wenn Aspekte der konstruktiven Durchbildung vorliegen, die nicht den Festlegungen nach diesem Eurocode entsprechen, sollten die Auswirkungen auf den Widerstand beurteilt werden.

ANMERKUNG Zusätzlich zu den Auswirkungen auf den Verbund kann eine niedrige Betondeckung für andere Auswirkungen, wie Knicken von Stäben unter Druck, relevant sein.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.8.3 Querkraft

I.8.3.1 Genauerer Nachweis von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

(1) Als eine Alternative zu 8.2.2(2) bis (5) darf der Bemessungswert des Schubspannungswiderstands von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{\mathrm{Rd,c}} = \frac{0{,}33}{\gamma_{\mathrm{V}}} \cdot \frac{\gamma_{\mathrm{def}}^{2/3}}{\gamma_{\mathrm{v}}^{2}} \cdot \frac{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}}{1 + 24\gamma_{\mathrm{def}} \cdot \varepsilon_{\mathrm{v}} \cdot \frac{d}{d_{\mathrm{dg}}}} \tag{I.7}$$

Dabei ist

ε_{v} die Dehnung in der Längsbewehrung nach (2), die implizit alle Auswirkungen berücksichtigt, die in 8.2.2(3) bis (4) behandelt werden;

γ_{def} ein Teilsicherheitsbeiwert, der die Unsicherheiten in Bezug auf die Berechnung der Verformung behandelt.

ANMERKUNG $\gamma_{\mathrm{def}} = 1{,}33$, sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein abweichender Wert angegeben ist.

Der Schubspannungswiderstand τ_{Rd} darf nicht kleiner sein als der Bemessungswert der Schubspannung τ_{Ed}, berechnet nach 8.2.1(3) für einen Querschnitt entsprechend den Grundsätzen nach 8.2.2(1), aber nicht näher als $d/2$ zu einem Auflager, einer konzentrierten Last oder einer Diskontinuität liegen.

(2) Die Dehnung in der Längszugbewehrung ε_{v} im Bemessungsschnitt sollte entsprechend den Annahmen nach 8.1.1 berechnet werden, wenn eine nichtlineare Berechnung des Tragwerks durchgeführt werden darf. Bei plattenförmigen Bauteilen bezieht sich das auf die Hauptrichtung der Querkraft nach 8.2.1(5), welche über dieselbe festgelegte Breite nach 8.2.1(6) gemittelt werden darf.

(3) Bei stabförmigen Bauteilen mit einer statischen Nutzhöhe $d > 500$ mm, sollte der in (1) und (2) beschriebene Ansatz statt des Verfahrens nach 8.2.2 angewendet werden oder sollten alternativ die Widerstände nach Gleichung (8.16) mit dem folgenden Koeffizienten multipliziert werden:

$$k_{\mathrm{vd}} = 1{,}35\left(100\rho_{\mathrm{l}}\frac{d_{\mathrm{dg}}}{d}\right)^{1/10} \leq 1{,}0 \tag{I.8}$$

I.8.3.2 Genauerer Nachweis von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

(1) Die Beurteilung von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung darf schrittweise wie folgt durchgeführt werden:

i. mit dem vereinfachten Verfahren nach 8.2.3(1) bis (5) ohne ausdrückliche Berechnung der Dehnungen;

ii. mit dem genaueren Verfahren nach 8.2.3(6) mit ausdrücklicher Berechnung der Dehnungen;

iii. nach Anhang G unter Berücksichtigung der Dehnungsverträglichkeit;

iv. mit einer genaueren nichtlinearen Berechnung nach 7.3.4.

(2) Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung der Duktilitätsklasse B oder C, die nicht der Anforderung an den Mindestbewehrungsgrad $\rho_{\mathrm{w,min}}$ nach 12.2(4) entsprechen (z. B. Bemessung nach früheren Normen oder in Fällen, wenn der tatsächliche Wert f_{ck} höher ist, als bei Bemessung angenommen), darf der Querkraftwiderstand berechnet werden nach:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\tau_{\mathrm{Rd}} = \tau_{\mathrm{Rd,c}} + \frac{\rho_w}{\rho_{\mathrm{w,min}}}\left(\tau_{\mathrm{Rd,w}} - \tau_{\mathrm{Rd,c}}\right) \geq \tau_{\mathrm{Rd,c}} \tag{I.9}$$

Dabei ist $\tau_{\mathrm{Rd,w}}$ der nach 8.2.3 berechnete Querkraftwiderstand des Bauteils mit $\rho_{\mathrm{w}} = \rho_{\mathrm{w,min}}$.

(3) Bei Bauteilen, die nicht der Anforderung an den maximalen Längsabstand s der Querkraftbewehrung nach Tabelle 12.1 entsprechen, sollte, sofern keine genaueren Modelle verwendet werden, der Querkraftwiderstand $\tau_{\mathrm{Rd,sy}}$ nach Gleichung (8.27) mit dem Koeffizienten k_{ns} multipliziert und die Spannung im Druckfeld σ_{cd} nach Gleichung (8.29) durch den Koeffizienten k_{ns} dividiert werden, der wie folgt berechnet werden kann:

$$k_{\mathrm{ns}} = 1 - \frac{s}{z\cot\theta} \tag{I.10}$$

(4) Wenn der Querabstand der Schubschenkel in einem bestehenden Bauteil größer ist als der Höchstwert für Balken bzw. Platten nach 12.3.1 bzw. 12.4.1 und sowohl 8.2.1(1)(i) als auch 8.2.1(1)(ii) nicht erfüllt werden, sollte der Querkraftwiderstand bewertet werden, indem der Wert für die Breite des Querschnitts b_{w} nach Gleichung (I.11) berücksichtigt wird. Alternativ können genauere Modelle für die Bewertung des Querkraftwiderstands verwendet werden, welche bestehende Schubschenkel berücksichtigen.

$$b_{\mathrm{w}} = \sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{w,i}} \tag{I.11}$$

Dabei ist/sind

n die Anzahl der Schenkel im Querschnitt;

$$b_{w,i} = b_{w,i-1} + b_{w,i+1} \tag{I.12}$$

$$b_{w,i-1} \leq \begin{cases} \dfrac{b_{i-1}}{2} \\ \dfrac{mtssl}{2} \end{cases} \tag{I.13}$$

$$b_{w,i+1} \leq \begin{cases} \dfrac{b_{i+1}}{2} \\ \dfrac{mtssl}{2} \end{cases} \tag{I.14}$$

$mtssl$ der Höchstwert des Querabstands von Schubschenkeln nach 12.3.1 bzw. 12.4.1 bei Balken bzw. Platten;

$b_{\mathrm{w,i-1}}$ und $b_{\mathrm{w,i+1}}$ in Bild I.1 festgelegt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Randschenkel **b) Innenschenkel**

Bild I.1 — Festlegung von $b_{w,i}$ (Balken-/Plattenquerschnitt)

(5) Die günstige Wirkung von Druckgurten darf durch Bestimmung der Lage des massgebenden Bemessungsschnitts berücksichtigt werden, wobei ein zusätzlicher Abstand c_f bezüglich der konzentrierten Lasten von auf Druckgurte einwirkenden Reaktionskräften nach Bild I.2 berücksichtigt wird:

$$c_f = 3t_f\sqrt{\frac{A_f}{A_w}} \tag{I.15}$$

Dabei ist $A_f = \min\{b_f \cdot t_f; 6t_f{}^2\}$ und $A_w = \min\{b_w \cdot z; 8b_w{}^2\}$.

Legende
1 Bemessungsschnitt

Bild I.2 — Lage des Bemessungsschnitts bei vorhandenen Druckgurten

I.8.3.3 Schub in Verbundfugen

(1) In den Teilen einer Verbundplatte, bei denen der Abstand der Verbundfugenbewehrung in Richtung der Schubübertragung nicht 8.2.6(9) entspricht, sollte die Fugenbewehrung bei Schubnachweisen in Verbundfugen ausschließlich über die Länge der Platte (in Richtung der Schubübertragung) berücksichtigt werden, die $1{,}25h \leq 150$ mm je Stabseite entspricht (in Richtung der Schubübertragung), es sei denn, dass genauere Modelle zur Bewertung des Schubwiderstands in der Verbundfuge verwendet werden, die die vorhandene Verbundfugenbewehrung berücksichtigen.

(2) In den Teilen einer Verbundplatte, bei denen der Abstand zwischen Verbundfugenbewehrung senkrecht zur Richtung der Schubübertragung nicht 8.2.6(9) entspricht, sollte die Verbundfugenbewehrung bei Schubnachweisen in Verbundfugen ausschließlich mit einer Breite bei jedem die Verbundfuge kreuzenden

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Bewehrungsstab von $2{,}5h \leq 375$ mm ($\leq$ dem Abstand vom Rand bei einem Randstab) je Stabseite berücksichtigt werden, es sei denn, dass genauere Modelle zur Bewertung des Schubwiderstands in der Verbundfuge verwendet werden, die die bestehende Verbundfugenbewehrung berücksichtigen.

I.8.4 Torsion und kombinierte Einwirkungen

(1) Sofern keine genaueren Berechnungsverfahren angewendet werden, dürfen Bügel mit einem Abstand, der größer ist als der Mindestwert von $u/8$, $b \cdot h$, nicht in der Bewertung des Torsionswiderstands berücksichtigt werden.

I.8.5 Genauerer Durchstanznachweis

I.8.5.1 Durchstanzwiderstand für Platten ohne Querkraftbewehrung

(1) Die günstige Auswirkung der Druckmembraneinwirkung um Innenstützen ohne wesentliche Öffnungen, Einlagen oder Plattenränder in einem Abstand von weniger als $5d_\mathrm{v}$ zum Rundschnitt $b_{0,5}$ darf berücksichtigt werden, indem der Parameter a_p in Gleichung (8.73) mit dem folgenden Erhöhungsfaktor multipliziert wird:

$$\eta_\mathrm{pm} = \left(\frac{h}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(1{,}2\frac{\sqrt{f_\mathrm{ck}}}{\rho_l \cdot f_\mathrm{yk}}\right)^{\frac{1}{4}} \geq 1 \tag{I.16}$$

(2) Als eine Alternative zu 8.4.3, darf der Bemessungswert des Durchstanzwiderstands τ_Rd von Platten ohne Querkraftbewehrung zum Vergleich mit τ_Ed nach 8.4.2(6) oder (7) wie folgt berechnet werden:

$$\tau_\mathrm{Rd,c} = \frac{0{,}75}{\gamma_\mathrm{v}} \cdot \frac{\gamma_\mathrm{def}^{2/3}}{\gamma_\mathrm{v}^2} \cdot \frac{\sqrt{f_\mathrm{ck}}}{1 + 15\gamma_\mathrm{def} \cdot \psi \cdot \frac{d_\mathrm{v}}{d_\mathrm{dg}}} \tag{I.17}$$

Dabei ist

ψ in rad, die maximale Rotation der Platte um die gestützte Fläche nach (3), die ausdrücklich alle Auswirkungen berücksichtigt, die in 8.4.3(2) bis (5) behandelt werden.

ANMERKUNG Für γ_def siehe I.8.3.1(1).

(3) Die Rotation ψ darf auf Grundlage einer nichtlinearen Berechnung des Tragwerks berechnet werden unter Berücksichtigung der Rissbildung, der Auswirkungen der Mitwirkung des Betons auf Zug, des Fließens der Bewehrung, der Membranwirkung und aller anderen nichtlinearen Auswirkungen, die für die Bereitstellung einer genauen Bewertung des Tragwerks maßgebend sind. Der bestimmende Wert von ψ ist die maximale bezogene Rotation zwischen dem Mittelpunkt der gestützten Fläche und einem Abstand von $2d_\mathrm{v}$ zum Rundschnitt.

I.8.5.2 Durchstanzwiderstand von Platten mit Querkraftbewehrung

(1) Für die Berechnung des Bemessungswerts des Durchstanzwiderstands von Platten mit Querbewehrung nach 8.4.4(1) dürfen in dem Fall, dass der dehnungsbasierte Ansatz nach (3) angewendet wird, die Koeffizienten η_c und η_s in Gleichung (8.89) berechnet werden als:

$$\eta_\mathrm{c} = 1{,}0 \tag{I.18}$$

und

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\eta_s = \frac{E_s \cdot \psi}{7{,}5 \cdot f_{ywd}} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d_v}{\phi_w}\right) \leq 0{,}8 \tag{I.19}$$

Dabei ist

ϕ_w der Durchmesser der Querkraftbewehrung;

f_{bd} der Bemessungswert der mittleren Verbundfestigkeit, der als $f_{bd} = 3{,}0$ MPa bei gerippten Stäben und 0 bei glatten Stäben angenommen werden kann.

(2) Bei Platten mit Querkraftbewehrung aus glatten Stäben sollte der erste Ausdruck in Gleichung (8.91) ($d_v/150\phi_v$) unberücksichtigt bleiben.

(3) Der Durchstanzwiderstand von Platten mit Querkraftbewehrung muss begrenzt werden auf einen Höchstwert von:

$$\tau_{Rd,max} = k_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} \tag{I.20}$$

Dabei ist

$\tau_{Rd,c}$ nach Gleichung (I.17), unter Anwendung der Rotation ψ infolge von äußeren Einwirkungen berechnet oder mit den Einwirkungen, die $\tau_{Rd,max}$ entsprechen (in diesem Fall ist eine Iteration erforderlich);

und

k_{sys} darf als Funktion von η_{sys} nach 8.4.4(3) angesehen werden:

$$k_{sys} = \eta_{sys}^{5/3} \tag{I.21}$$

(4) Falls der dehnungsbasierte Ansatz nach (3) angewendet wird, darf der Durchstanznachweis außerhalb des querkraftbewehrten Bereichs alternativ zu 8.4.4(4) in ähnlicher Weise durchgeführt werden wie bei Platten ohne Querkraftbewehrung, indem die querkrafttragfähige statische Nutzhöhe $d_{v,out}$ und der äußere Rundschnitt nach 8.4.4(4) berücksichtigt werden.

I.8.5.3 Durchstanznachweis in Platten mit Querkraftbewehrung, die nicht den Regeln der baulichen Durchbildung nach Abschnitt 12 entsprechen

(1) Der Höchstwert des Durchstanzwiderstands von Platten mit Querkraftbewehrung, die nicht den Anforderungen nach 12.5.1 entsprechen, darf nach 8.4.4(3) mit folgenden Änderungen berechnet werden:

— falls der Abstand s_0 zwischen dem Stützenrand und dem ersten Bewehrungselement kleiner ist als der untere Grenzwert nach Bild 12.8: sollte der Abstand s_1 statt s_0 in Gleichung (8.93) verwendet werden;

— falls der Abstand s_0 zwischen dem Stützenrand und dem ersten Bewehrungselement größer ist als der obere Grenzwert nach Bild 12.8: gilt Gleichung (8.93);

— falls die Querkraftbewehrung nicht mindestens die 3. Lage der Längsbewehrung nach Bild 12.7 umschließt, sollte der Koeffizient 1,15 in Gleichung (8.93) durch 0,85 ersetzt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

I.9.1 Allgemeines

(1) Die Beurteilung der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit durch Berechnung nach Abschnitt 9 sollte durchgeführt werden, wenn:

(i) bestehende Gebrauchstauglichkeitsprobleme untersucht werden;

(ii) die Beurteilung der Tragsicherheit darauf beruht, dass bestimmte Gebrauchstauglichkeitskriterien erfüllt werden;

(iii) nach I.9(2) erforderlich.

In anderen Fällen dürfen Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit anhand von Beobachtungen und/oder Messungen auf der Baustelle erfolgen.

(2) Falls der Zielwert für den Zuverlässigkeitsindex β bei Grenzzuständen der Tragfähigkeit auf einen niedrigeren als den in prEN 1990 angegebenen Wert reduziert wird, sollten die Bewehrung und die Betonspannungen bei der charakteristischen Einwirkungskombination begrenzt werden.

ANMERKUNG Die Grenzwerte der Bewehrung und der Betonspannungen bei der charakteristischen Einwirkungskombination sind in Tabelle I.7(NDP) angegeben, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

Tabelle I.7 (NDP) — Grenzwerte für Bewehrung und Betonspannungen bei charakteristischer Einwirkungskombination

$\sigma_c \leq 0{,}6 f_{ck}$	$\sigma_s \leq 0{,}8 f_{yk}$	$\sigma_p \leq 0{,}8 f_{pk}$

I.9.2 Begrenzung der Rissbreiten

(1) Bei glatten Stäben darf Gleichung (9.19) nicht verwendet werden und Gleichung (I.22) darf verwendet werden.

$$s_{r,m,cal} = 2c + 0{,}56 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \leq 1{,}3(h - x) \tag{I.22}$$

I.10 Ermüdung

(1) Wenn besondere Bedenken bezüglich des Ermüdungsverhaltens des Tragwerks bestehen, sollte der Bedarf für einen Ermüdungsnachweis durch die zuständige Behörde festgelegt oder, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für eine bestimmte Bewertung zwischen den beteiligten Parteien vereinbart werden.

ANMERKUNG 1 Beispiele für besondere Bedenken bezüglich des Ermüdungsverhaltens können einschließen:

(i) ermüdungsempfindliche Bauteile, bei bekanntem Vorliegen von:

— geschweißter Bewehrung;

— korrodierter Bewehrung;

— mechanisch verbundenen Bewehrungsstäben;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— einem Krümmungsradius von Stäben, der kleiner als die Mindestwerte nach den Festlegungen ist;

— einer reduzierten Querschnittsfläche und/oder einer reduzierten Verbundfläche von Stäben, die zu Spannungskonzentrationen führen können.

(ii) unzureichend seitlich gehaltene externe Spannglieder können übermäßig schwingen und anfällig für Ermüdungsversagen sein.

ANMERKUNG 2 Der Einfluss der Oberflächengüte der Bewehrung (z. B. Korrosion, Kerben) auf die Ermüdungsfestigkeit kann berücksichtigt werden, indem dem Lastverlauf und der Spannungskonzentration infolge von einer Schädigung Rechnung getragen wird.

(2) Bei Anwendung der Regeln nach Anhang E zur Beurteilung eines bestehenden Tragwerks darf der Ermüdungswiderstand nach Beginn der Korrosion durch Abminderung des Spannungsexponenten in Tabelle E.1(NDP) und Tabelle E.2(NDP) auf $k_{\mathrm{f2}} = 5$ für gerade und gebogene Stäbe bestimmt werden.

I.11 Bauliche Durchbildung von Bewehrung und Spanngliedern

I.11.1 Allgemeines

(1) Die Festlegungen in Abschnitt 11 gelten auch für glatte Stäbe, es sei denn, Anhang I enthält andere Festlegungen.

ANMERKUNG Anhang I enthält weiterführende Angaben zu glatten Stäben.

I.11.2 Stababstände

(1) Bei der Berechnung von Verankerungs- und Überlappungslänge sollten die Stäbe als in Bündeln angeordnet betrachtet werden, wenn der lichte Abstand c_{s} (horizontal und vertikal) zwischen parallelen Einzelstäben kleiner als $D_{\mathrm{upper}} + 5\mathrm{mm}$ ist.

ANMERKUNG Der tatsächliche Wert c_{s} zur Bewertung der Verankerungs- und Überlappungslänge kann unter Verwendung der Aufzeichnungen der ursprünglichen Bemessung und Konstruktion und/oder durch Prüfung am bestehenden Tragwerk beurteilt werden.

(2) Wenn bei der Berechnung von Verankerungs- und Überlappungslänge der lichte Abstand c_{s} kleiner als 2ϕ ist, darf die Auswirkung auf die Verankerungs- und Überlappungslänge nach I.11.4.1 bestimmt werden.

(3) Für bestehende Tragwerke darf 11.2(4) vernachlässigt werden.

I.11.3 Zulässiger Stabdurchmesser für gebogene Stäbe

ANMERKUNG Für Stäbe, die prEN 10080 nicht entsprechen, kann der Mindestbiegerollendurchmesser für die Einhaltung von 11.3(1) den nationalen technischen Normen entnommen werden, die zum Zeitpunkt der ursprünglichen Bemessung galten.

I.11.4 Verankerung von Betonstahl unter Zug und Druck

I.11.4.1 Verankerung gerader Stäbe

(1) Die Nennbetondeckung nach Bild 11.3c), darf unter Verwendung der Aufzeichnungen der ursprünglichen Bemessung und Konstruktion beurteilt werden und/oder auf Grundlage von Prüfungen am bestehenden Tragwerk aktualisiert werden.

(2) Der Mindestwert von l_{bd} in Gleichung (11.2) und in 11.4.2(6) (d. h. 10ϕ) darf reduziert werden auf 5ϕ, wenn Sichtprüfungen nachweisen, dass die Fläche, in der sich die Verankerung entwickelt, im gegenwärtigen Zustand nicht gerissen ist.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Für glatte gerade Stäbe mit $\sigma_{\mathrm{sd}} \leq 300\mathrm{MPa}$, darf der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} Gleichung (I.23) entnommen werden:

$$\frac{l_{\mathrm{bd}}}{\phi} = (130\eta_1) \cdot \left(\frac{\gamma_{\mathrm{c}}}{1{,}5}\right)^{\frac{3}{2}\eta_2} \cdot \left(\frac{\sigma_{\mathrm{sd}}}{435}\right)^{\frac{5}{4}\eta_3} \cdot \left(\frac{25}{f_{\mathrm{ck}}}\right)^{\frac{2}{3}\eta_4} \cdot \left(\frac{1{,}5\phi}{c_{\mathrm{d}}}\right) \geq 10\phi \tag{I.23}$$

Dabei ist/sind

— das Verhältnis $\frac{1{,}5\phi}{c_{\mathrm{d}}}$, das nicht kleiner als 0,5 angesetzt werden sollte;

— η_1, η_2, η_3 und η_4 Koeffizienten zur Berücksichtigung der Lage der Stäbe während des Betonierens und insbesondere:

  — $\eta_1 = \eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 1{,}0$ für Stäbe in guten Verbundbedingungen;

  — $\eta_1 = 3{,}1, \eta_2 = 1{,}6, \eta_3 = 0{,}9$ und $\eta_4 = 3/5$ in allen anderen Fällen.

ANMERKUNG 1 Für Einzelheiten zu guten Verbundbedingungen siehe Bild 11.4.

ANMERKUNG 2 Einige Studien zu kaltgezogener glatter Bewehrung mit kleinem Durchmesser (d. h. $\phi \leq 16$ mm) zeigen, dass derartige Stäbe eine viel glattere Oberfläche aufweisen und geringere Verbundfestigkeiten entwickeln, die bei stärkerem Gleiten im Vergleich zu warmgewalzten Stäben erreicht werden. Somit ist der Bemessungswert der Verankerungslänge kaltgezogener glatter Stäbe mit kleinem Durchmesser größer als die nach Gleichung (I.23) bewertete Verankerungslänge.

(4) Alle Festlegungen für die Verankerung von glatten Stäben dürfen auch auf glatte Stäbe mit quadratischem Querschnitt angewendet werden, wobei der Parameter ϕ durch einen äquivalenten Durchmesser des Stabs mit quadratischem Querschnitt $\phi_{\mathrm{sq,eq}}$ nach Gleichung (I.24) ersetzt wird:

$$\phi_{\mathrm{sq,eq}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_{\mathrm{sq}}} \tag{I.24}$$

Dabei ist A_{sq} die Fläche des quadratischen Querschnitts des glatten Stabs.

(5) 11.4.2(5) und 11.4.2(6) dürfen nicht auf glatte Stäbe angewendet werden.

(6) 11.4.2(5) sollte nicht auf gerippte und profilierte Stäbe angewendet werden, wenn $c_{\mathrm{d}} < \phi$.

(7) Wenn $c_{\mathrm{d}} < \phi$, dürfen alle Festlegungen für die Verankerung von gerippten, profilierten und glatten Stäben angewendet werden, wobei der Parameter c_{d} durch ϕ ersetzt und l_{bd} in Gleichung (11.2) und Gleichung (I.23) um einen Faktor $k_{\mathrm{lbs,c}}$ erhöht wird. $k_{\mathrm{lbs,c}}$ sollte Tabelle I.8 entnommen werden.

ANMERKUNG Randstäbe und innen liegende Stäbe werden in Bild 11.3c) festgelegt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle I.8 — Parameter $k_{lbs,c}$ für ℓ_{bd}, wenn $c_d < \phi$

Fall	Lage des Stabs	$c_s/2$	c_x	c_y	$k_{lbs,c}$
1	Rand	$\geq \phi$	$\geq \phi$	$< \phi$	$\frac{1}{\left(0{,}5 + 0{,}5\frac{c_y}{\phi}\right)}$
2[b]	Rand	$< \phi$	$\geq \phi$	$< \phi$	
3	innen liegend	$\geq \phi$	—	$< \phi$	
4[b]	innen liegend	$< \phi$	—	$< \phi$	
5	Rand	$\geq \phi$	$< \phi$	$\geq \phi$	$\frac{1}{\left(0{,}5 + 0{,}5\frac{c_x}{\phi}\right)}$
6[b]	Rand	$< \phi$	$< \phi$	$\geq \phi$	
7[a]	Rand	$\geq \phi$	$< \phi$	$< \phi$	$\frac{1}{\frac{c_{min,xy}}{\phi}}$ if $\frac{1}{3} \leq \frac{c_{min,xy}}{\phi} < 1$ $\frac{1}{\left(0{,}1 + 0{,}7\frac{c_{min,xy}}{\phi}\right)}$ if $\frac{c_{min,xy}}{\phi} < \frac{1}{3}$
8	innen liegend	$< \phi$	—	$\geq \phi$	$\frac{1}{\left(0{,}5 + 0{,}5\frac{c_s}{2\phi}\right)}$

[a] In Fall 7 $c_{min,xy} = \min(c_x; c_y)$

[b] In den Fällen 2, 4 und 6, müssen Stäbe mit $c_s/2 < \phi$ als gebündelt betrachtet werden.

(8) Bei gerippten Stäben, bei denen f_R kleiner ist als die Werte $f_{R,min}$ nach Tabelle C.1, sollte l_{bd}, bewertet nach 11.4.2, abhängig vom tatsächlichen f_R erhöht werden.

(9) Falls massgebend, sollte die Abminderung der Verbundfestigkeit infolge von Korrosion, die in hohem Maße von der Umschnürung des Stabs, der Betongüte und der Umgebung abhängt, beurteilt und l_{bd} in Gleichung (11.2) und Gleichung (I.23) entsprechend erhöht werden.

(10) Bei korrodierter Bewehrung sollte zusätzlich zu (9) die Auswirkung des Abplatzens der Betondeckung auf den Verbund berücksichtigt werden. Dies darf durch Verwendung der reduzierten Dicke der Betondeckung in Gleichung (11.2) und Gleichung (I.23) Rechnung getragen werden.

(11) Die Auswirkung von beginnender Oberflächenablösung im Verbund infolge von Frostangriff darf durch Verwendung der reduzierten Betondeckung in Gleichung (11.2) und Gleichung (I.23) berücksichtigt werden.

Die Nachrissverbundtragfähigkeit von gerippten Stäben, die nicht mit Bügeln umschnürt sind, sowie von glatten Stäben in durch Frost-Tau-Wechsel beschädigtem Beton dürfen mit Zugfestigkeitsmessungen an Bohrkernen, die dem betroffenen Tragwerk entnommen wurden, beurteilt werden. Die Betondruckfestigkeit f_{ck} in Gleichung (11.2) und Gleichung (I.23) darf ersetzt werden durch die charakteristische Nachrisszylinderdruckfestigkeit von Beton nach Angriff durch Frost-Tau-Wechsel $f_{ck,ft}$ nach Gleichung (I.25):

$$f_{ck,ft} = 3{,}3 \cdot f_{ctk,is;0,05}^{1,5} \tag{I.25}$$

Dabei ist

$f_{ctk,is;0,05}$ der charakteristische Wert der gemessenen Zugfestigkeit des Betons (5 %-Quantil).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG Die Verbundfestigkeit von gerippten Stäben verschlechtert sich weniger schwerwiegend, wenn die Stäbe in geeigneter Weise durch eine Zusatzbewehrung umschnürt sind.

I.11.4.2 Verankerung von Stäben mit Winkelhaken und Haken

(1) Für bestehende Tragwerke sollten die Festlegungen nach 11.4.4 für standardmäßige Winkelhaken- und Hakenverankerung unter Zug nach Bild 11.6 durch Folgendes ersetzt werden.

Der Bemessungswert der Bewehrungsspannung am Querschnitt σ'_{sd} der durch Verbund über l_{bd} zu verankern ist, darf Gleichung (I.26) entnommen werden:

$$\sigma'_{sd} = \sigma_{\mathrm{sd}} - \Delta\sigma_{\mathrm{sd}} \geq 0 \tag{I.26}$$

Dabei ist/sind

$$\Delta\sigma_{\mathrm{sd}} = 38 \cdot \delta_1 \cdot \left(\frac{\gamma_{\mathrm{c}}}{1{,}5}\right)^{-\delta_2} \cdot \left(\frac{f_{\mathrm{ck}}}{25}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{c_{\mathrm{d}}}{\phi}\right)^{\frac{1}{4}} \tag{I.27}$$

das Verhältnis $\frac{c_{\mathrm{d}}}{\phi}$ sollte auf einen Wert von 3,0 begrenzt werden;

δ_1 und δ_2 Koeffizienten zur Berücksichtigung der Lage der Stäbe während des Betonierens und insbesondere:

— $\delta_1 = \delta_2 = 1{,}0$ für Stäbe in guten Verbundbedingungen;

— in allen anderen Fällen:

$\delta_1 = 0{,}8$ und $\delta_2 = 1{,}0$ für gerippte und profilierte Stäbe;

$\delta_1 = 0{,}3$ und $\delta_2 = 2{,}0$ für glatte Stäbe.

Gleichung (I.26) und Gleichung (I.27) gelten, wenn:

— für gerippte Stäbe:

$\frac{l_{\mathrm{bd}}}{\phi} \geq 5$ wenn die Festlegung nach I.11.4.1(2) erfüllt ist;

$\frac{l_{\mathrm{bd}}}{\phi} \geq 10$ in allen anderen Fällen;

— $\frac{l_{\mathrm{bd}}}{\phi} \geq 10$ für glatte Stäbe;

ANMERKUNG Für die Festlegung von guten Verbundbedingungen siehe 11.4.2(7).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.11.5 Stöße von Betonstahl unter Zug und Druck und mechanische Verbindungen

(1) Die Mindestwerte des Bemessungswerts der Ueberlappungslänge nach Tabelle 11.3 dürfen reduziert werden auf:

— 5ϕ für gerippte und profilierte Stäbe, wenn die Stöße mit geraden Stäben oder mit Winkelhaken und Haken (ausschließlich Zug) hergestellt werden und die Festlegung nach I.11.4.1(2) erfüllt ist;

— 10ϕ für glatte Stäbe, wenn die Stöße mit geraden Stäben oder mit Winkelhaken und Haken (ausschließlich Zug) hergestellt werden.

I.12 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Regeln – Regeln für die Mindestbewehrung

(1) Bei bestehenden Tragwerken dürfen die Festlegungen nach 12.2(5) vernachlässigt werden. Bei Bauteilen mit weniger Längsbewehrung als $A_{\mathrm{s,min}}$ nach 12.2, sollten jedoch die Folgen für die Tragsicherheit identifiziert werden.

(2) Werden die Festlegungen nach 12.2(7) nicht erfüllt, sollte der Bewehrungswiderstand anhand der tatsächlichen Verankerungslänge bewertet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang J
(informativ)

Verstärkung von bestehenden Betontragwerken mit CFRP

J.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Anhang J enthält Regeln zur Verstärkung von bestehenden Tragwerken, die in Übereinstimmung mit diesem Eurocode beurteilt werden, einschließlich unbewehrtem, bewehrtem und/oder vorgespanntem Normalbeton mit einer auf die Betonoberfläche geklebten Bewehrung aus kohlenstofffaserverstärktem Polymer (CFRP).

ANMERKUNG 1 Die Bewehrung kann extern auf die Oberfläche geklebt (EBR) oder oberflächennah im Beton verklebt werden (NSM).

ANMERKUNG 2 Der Baustoff der Bewehrung kann folgende Form aufweisen:

— vorgefertigte Kohlenstoff-FRP-(CFRP-)Lamellen (EBR oder NSM) oder -Stäbe (NSM);

— vor Ort laminierte Kohlenstofffaser-(CF-)Gelegen (EBR).

ANMERKUNG 3 Die nationalen Festlegungen zur Anwendung dieses informativen Anhangs sind in einem Nationalen Anhang angegeben. Enthält ein Nationaler Anhang keine Angaben zur Anwendung dieses informativen Anhangs, kann er angewendet werden.

J.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Alle Abschnitte dieses Eurocodes gelten, sofern sie nicht spezifisch nach Anhang J entfallen oder ergänzt werden.

ANMERKUNG Zu allgemeinen Aspekten von bestehenden Tragwerken kann Anhang I berücksichtigt werden.

J.3 Allgemeines

ANMERKUNG Sofern nicht anders angemerkt, ähneln Nummerierung und Überschriften der Abschnitte/Unterabschnitte in Anhang J den entsprechenden Nummerierungen und Überschriften im Hauptteil dieses Eurocodes. Den Nummern der Abschnitte/Unterabschnitte wird der Buchstabe „J“ vorangestellt, um Inhalte zu unterscheiden, die die Verstärkung bestehender Tragwerke mit CFRP betreffen. Anhang J enthält ausschließlich Abschnitte/Unterabschnitte des Hauptteils dieses Eurocodes, die spezifische Abschnitte für die Verstärkung bestehender Tragwerke mit CFRP enthalten.

J.4 Grundlagen der Tragwerksplanung – Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für ABR-CFRP-Bewehrung γ_{f} und γ_{BA} müssen angewendet werden.

ANMERKUNG Die Werte von γ_{f} und γ_{BA} sind die Werte nach Tabelle J.1(NDP), sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle J.1 (NDP) — Teilsicherheitsbeiwerte für ABR-CFRP-Verstärkung

Bemessungssituation	Zugfestigkeit		Verbundfestigkeit
	CFRP-Lamellen und -Stäbe	Vor Ort laminierte CF-Gelege	Versagen in Beton oder Klebstoff
Bezeichnung	γ_f		γ_{BA}
Ständig und vorübergehend	1,30	1,40	1,50
Außergewöhnlich	1,05	1,10	1,20
Gebrauchstauglichkeit	1,00	1,00	1,00
Ermüdung	1,30	1,40	1,30

J.5 Baustoffe – Eigenschaften und zugehörige Bedingungen

(1) Die festgelegten Eigenschaften und zugehörigen Bedingungen von geklebten CFRP-Bewehrungssystemen, die für die Bemessung und Konstruktion nach diesem Eurocode erforderlich sind, müssen mindestens Folgendes einschließen:

Für CFRP-Polymer:

— charakteristische Kurzzeit-Zugfestigkeit von ABR-CFRP f_{fuk}, bestimmt nach ISO 10406 (alle Teile);

— Mittelwert des Elastizitätsmoduls in Längsrichtung von geklebtem CFRP E_f, bestimmt nach ISO 10406 (alle Teile);

Für Klebstoff:

— charakteristische Druckfestigkeit des Klebstoffs f_{Ack}, bestimmt nach EN 1504-4;

— charakteristische Zugfestigkeit des Klebstoffs f_{Atk}, bestimmt nach EN 1504-4; diese muss $f_{Atk} \geq 14$ N/mm² bei der Bemessung nach Anhang J betragen.

ANMERKUNG 1 Temperaturabhängige Schwankungen der Baustoffeigenschaften können auftreten. Der Hersteller sollte Kenntnis der Höchst- und Mindesttemperaturen nach prEN 1991-4 für die Anwendung des bei der Bauausführung zu verwendenden Systems und für die geplante Nutzungsdauer des CFRP-Systems besitzen.

ANMERKUNG 2 Schwankungen der Baustoffeigenschaften können durch Umgebungsbedingungen auftreten. Der Hersteller sollte für die Anwendung des bei der Bauausführung zu verwendenden Systems Kenntnis der Umgebungsbedingungen besitzen, die im Verlauf der geplanten Nutzungsdauer des CFRP auftreten werden,.

ANMERKUNG 3 Zwischen CFRP-Systemen können Schwankungen bei der Beständigkeit gegen Alkali auftreten. Der Hersteller sollte Kenntnis besitzen, falls eine Exposition gegenüber alkalischen Umgebungen im Verlauf der geplanten Nutzungsdauer des CFRP wahrscheinlich ist.

(2) Der Bemessungswert der Zugfestigkeit von geklebter CFRP-Bewehrung muss angesetzt werden als:

$$f_{fud} = \frac{\eta_f \cdot f_{fuk}}{\gamma_f} \tag{J.1}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

η_f ein Abminderungsfaktor, der auf die Zugfestigkeit der ABR-CFRP-Bewehrung angewendet wird, berechnet nach ISO 10406 (alle Teile), soweit zutreffend.

(3) η_f darf als 0,7 angesetzt werden, sofern keine genaueren Angaben auf Grundlage von Prüfdaten für die CFRP-Bewehrung verfügbar sind.

(4) Die Dehnung entsprechend der Kurzzeit-Bemessungsfestigkeit ε_{fud} muss nach der folgenden Gleichung (J.2) berechnet werden:

$$\varepsilon_{fud} = \frac{f_{fud}}{E_f} \tag{J.2}$$

(5) Der Mittelwert des Elastizitätsmoduls E_f der CFRP-Bewehrungslamellen muss bei der Bemessung nach Anhang J in einem Bereich von 150 000 MPa bis 230 000 MPa liegen.

(6) Die elastische Steifigkeit $E_f \cdot A_f$ je Längeneinheit der Breite bei CFRP-Bewehrungsgelegen muss für die Bemessung nach diesem Anhang J auf Werte von 20 N/mm bis 400 N/mm begrenzt werden, und der gesamte CFRP-Querschnitt je Längeneinheit der Breite von CFRP-Bewehrungsgelegen in der Gesamtheit aller Lagen muss zwischen 100 mm²/m und 1 800 mm²/m betragen.

(7) Die Bemessungs-Spannungs-Dehnungs-Linie für CFRP-Bewehrung sollte nach Bild J.1 angesetzt werden.

(8) ABR-CFRP darf nicht bei Beton verwendet werden, bei dem Schädigung vorliegt.

Legende
x Dehnung
y Spannung

Bild J.1 — Bemessungs-Spannungs-Dehnungs-Linie für CFRP-Bewehrung

J.6 Dauerhaftigkeit – Exposition gegenüber Umgebungsbedingungen

(1) Ohne zusätzliche Maßnahmen zum Schutz des CFRP-Systems und seines Klebstoffs sollte hinsichtlich der geplanten Nutzungsdauer des Tragwerks eine Verstärkung mit geklebter CFRP-Bewehrung nur in den Expositionsklassen X0, XC1 (trocken), XC3, XC4 oder XF1 nach Tabelle 6.1 angewendet werden. Zusätzlich sollte ABR-CFRP-Bewehrung nicht direkter UV-Strahlung (direkter Sonnenstrahlung oder indirektem Sonnenlicht aus Schnee- oder Wasserreflexion) oder wechselndem oder ständigem Eindringen von Feuchte ausgesetzt werden. Temperaturauswirkungen, z. B. von Asphalt auf einen verstärkten Brückenüberbau, müssen berücksichtigt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

J.7 Statische Berechnung

(1) Sofern keine genauere Berechnung durchgeführt wird, sollten weder linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung noch Berechnung nach der Plastizitätstheorie für mit CFRP verstärkte Bauteile verwendet werden.

(2) Ein Bauteil sollte auf außergewöhnlichen Ausfall der geklebten CFRP-Bewehrung beurteilt werden, einschließlich der folgenden Situationen:

— Die CFRP sollte nicht dafür bemessen werden, Auswirkungen ständiger Einwirkung in einer Weise zu widerstehen, dass das Tragwerk ohne die CFRP nicht einem Einsturz widerstehen könnte, sofern nicht Folgendes bei der Bemessung und Konstruktion behandelt wird:

  — Die ABR-CFRP-Verstärkung ist in einer Weise konstruktiv durchgebildet, die sie vor Beschädigung durch Vandalismus oder unbeabsichtigter mechanischer Beschädigung schützt;

  — Der Einsturz eines Bauteils wird nicht zu einem progressiven Einsturz des Tragwerks führen;

  — Schutz gegen Beschädigung durch Brand wird vorgesehen.

J.8 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS)

J.8.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft

J.8.1.1 Allgemeines

(2) Bei der Bestimmung des Biegewiderstands von Querschnitten aus Stahlbeton oder Spannbeton mit Biegeverstärkung aus geklebter CFRP-Bewehrung sollten folgende Annahmen in Ergänzung zu 8.1.1(2) getroffen werden:

— die Druckfestigkeit von ABR-CFRP wird nicht berücksichtigt;

— die Relativverschiebung zwischen der CFRP-Bewehrung und dem Betonuntergrund wird vernachlässigt.

(2) Der Dehnungszustand der bestehenden Bewehrung und der zu verstärkenden Betonbauteile muss vor der Verstärkung unter den maßgebenden Auswirkungen der Einwirkungen bestimmt werden. Dehnungen aus zusätzlichen Auswirkungen der Einwirkungen nach der Verstärkung sollten diesen überlagert werden, wenn die Tragfähigkeit des verstärkten Bauteils nachgewiesen wird.

(3) Sofern keine genauere Berechnung durchgeführt wird, sollten die Festlegungen nach diesem Eurocode nicht auf Beton mit $f_{\mathrm{ck}} \leq 12$ MPa oder $f_{\mathrm{ck}} > 50$ MPa angewendet werden.

(4) Vorbehaltlich der Erfüllung der Festlegungen nach 8.1 und J.11 sollte der zugbezogene Beitrag des geklebten CFRP in die Berechnung des Biegewiderstands unter Verwendung der begrenzenden Dehnungsverteilung nach 8.1.1(6) berücksichtigt werden, bei der der Dehnungsgrenzwert im ABR-CFRP durch die nach J.11 bestimmte Verbundtragfähigkeit begrenzt wird.

J.8.1.2 Umschnürte Betonstützen mit vollständig umwickeltem CFRP

(1) Die Umschnürungswirkung durch geklebtes CFRP darf in der Bemessung von Bauteilen, die mit Normalkraft beansprucht werden, unter den folgenden Bedingungen berücksichtigt werden, wenn:

— die charakteristische Betonfestigkeit f_{ck} weniger als 50 MPa beträgt;

— der Durchmesser D einer Stütze mit Kreisquerschnitt oder der wirksame Durchmesser D_{eq} einer Stütze mit rechteckigem oder quadratischem Querschnitt größer als 150 mm ist;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung die Bedingung $\frac{e_0}{D_{\text{eq}}} \leq 0{,}25$ erfüllt;

— der Schlankheitsgrad die Bedingung $l_0/D_{\text{eq}} \leq 40$; erfüllt;

— der Eckradius bei rechteckigen Querschnitten $r_{\text{c}} \geq 20$ mm ist;

— $t_{\text{f.eff}} = n_{\text{f}}^{\text{af}} \cdot t_{\text{f}}$, wobei $a_{\text{f}} = 0{,}85$ für $n_{\text{f}} > 3$, oder anderenfalls 1.

Die Erhöhung der Druckfestigkeit durch FRP-Umschnürung muss bei der Bestimmung der Auswirkungen der Schlankheit berücksichtigt werden.

(2) Die aus der Umschnürung mit FRP resultierende Erhöhung der Druckfestigkeit des Betons Δf_{cd} in Stützen darf wie folgt berechnet werden:

Bei Stützen mit Kreisquerschnitt:

$$\Delta f_{\text{cd}} = 0 \qquad \text{for } \frac{2t_{\text{f,eff}} \cdot f_{\text{fud}}}{D \cdot f_{\text{cd}}} < 0{,}07 \tag{J.3}$$

$$\Delta f_{\text{cd}} = 3{,}3 \cdot \frac{2 \cdot t_{\text{f}}}{D} \cdot k_{\text{r}} \cdot f_{\text{fud}} \qquad \text{for } \frac{2t_{\text{f,eff}} \cdot k_{\text{r}} \cdot f_{\text{fud}}}{D \cdot f_{\text{cd}}} \geq 0{,}07 \tag{J.4}$$

Dabei ist D der Durchmesser der Stütze mit Kreisquerschnitt.

$$k_{\text{r}} = \begin{cases} 0{,}5 \cdot \left(\frac{r_c}{50}\right) \cdot \left(2 - \frac{r_c}{50}\right) & \text{for } r_{\text{c}} < 50 \text{ mm} \\ 0{,}5 & \text{for } r_{\text{c}} \geq 50 \text{ mm} \end{cases} \tag{J.5}$$

$$r_{\text{c}} = 0{,}5 \cdot D \tag{J.6}$$

Bei Stützen mit rechteckigem Querschnitt:

$$\Delta f_{\text{cd}} = 0 \qquad \text{for } \left(\frac{\text{b}}{\text{h}}\right)^2 k_{\text{e}} \frac{2t_{\text{f,eff}} \cdot k_{\text{r}} \cdot f_{\text{fud}}}{D_{\text{eq}} \cdot f_{\text{cd}}} < 0{,}07 \tag{J.7}$$

$$\Delta f_{\text{cd}} = 3{,}3 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^2 \cdot k_{\text{e}} \cdot \frac{2t_{\text{f}}}{D_{\text{eq}}} \cdot k_{\text{r}} \cdot f_{\text{fud}} \qquad \text{for } \left(\frac{b}{h}\right)^2 k_{\text{e}} \frac{2t_{\text{f}} \cdot k_{\text{r}} \cdot f_{\text{fud}}}{D_{\text{eq}} \cdot f_{\text{cd}}} \geq 0{,}07 \tag{J.8}$$

Dabei ist

$$D_{\text{eq}} = \frac{2 \cdot b \cdot h}{b + h} \tag{J.9}$$

$$k_{\text{e}} = 1 - \frac{(b - 2 \cdot r_{\text{c}})^2 + (h - 2 \cdot r_{\text{c}})^2}{3 \cdot b \cdot h} \tag{J.10}$$

Wenn eine Spiralumwicklung an Stützen mit rechteckigem oder quadratischem Querschnitt verwendet wird (siehe Bild J.2), sollte der nach Gleichung (J.10) berechnete Wert von k_{e} mit k_{h} germäss Gleichung (J.11) multipliziert werden; dabei sind geometrische Parameter in Bild J.2a) und Bild J.2b) festgelegt.

$$k_{\text{h}} = \left(1 - \frac{(s_{\text{f}} - b_{\text{f}})}{2 \cdot b}\right) \cdot \left(1 - \frac{(s_{\text{f}} - b_{\text{f}})}{2 \cdot h}\right) \cdot \left(\frac{1}{1 + (\tan\beta_{\text{f}})^2}\right) \tag{J.11}$$

(3) Die Umschnürungswirkung von CFRP darf in Berechnungen des Kriechens für Betonstützen vernachlässigt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Querschnittsmaße einer Stütze mit rechteckigem Querschnitt

b) Anordnung mit Spiralumwicklung

Bild J.2 — Anordnung von CFRP-Umwicklung

J.8.2 Querkraft

J.8.2.1 Allgemeines Nachweisverfahren

(1) Die Querkraftwiderstand eines mit CFRP verstärkten Querschnitts kann angesetzt werden als:

$$V_{\mathrm{Rd,CFRP}} = V_{\mathrm{Rd}} + V_{\mathrm{Rd,f}} \leq \frac{\nu_{\mathrm{f_{cd}}}}{2} b_{\mathrm{w}} \cdot z \leq (0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{\mathrm{cd}}) \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot z \tag{J.12}$$

Dabei ist

$$V_{\mathrm{Rd}} = \tau_{\mathrm{Rd}} \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot z \tag{J.13}$$

$$V_{\mathrm{Rd,f}} = \frac{A_{\mathrm{f}}}{s_{\mathrm{f}}} \cdot z_{\mathrm{f}} \cdot f_{\mathrm{fwd}} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha_{\mathrm{f}})\sin\alpha_{\mathrm{f}} \tag{J.14}$$

$$\frac{A_{\mathrm{f}}}{s_{\mathrm{f}}} = \begin{cases} \dfrac{2 \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot b_{\mathrm{f}}}{s_{\mathrm{f}}} & \text{für einzelne CFRP Lamellen} \\ 2 \cdot t_{\mathrm{f}} & \text{für CFRP Gelege} \end{cases} \tag{J.15}$$

α_{f} der zwischen dem CFRP-System gebildete Winkel;

z_{f} die Höhe des CFRP, die durch den Schubriss gekreuzt wird;

f_{fwd} der Bemessungswert der Schubfestigkeit des CFRP-Systems, berechnet nach J.8.2.2 und J.8.2.3.

Sofern keine genauere Berechnung durchgeführt wird, sollte θ bei der Berechnung von V_{Rd} und $V_{\mathrm{Rd,f}}$ als 45 Grad angesetzt werden.

J.8.2.2 Vollständig umwickelte CFRP-Systeme

(1) Folgendes darf zur Bestimmung des Bemessungswerts der Schubfestigkeit von vollständig umwickelten CFRP-Systemen nach Bild J.3 angewendet werden.

$$f_{\mathrm{fwd}} = 0{,}8 \cdot k_r \cdot f_{\mathrm{fud}} \tag{J.16}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei sollte

f_{fud} nach Gleichung (J.1) bestimmt werden und k_r nach Gleichung (J.5) bestimmt werden.

Bild J.3 — Darstellung eines vollständig umwickelten CFRP-Systems nach diesem Eurocode

J.8.2.3 Offene CFRP-Systeme

(1) Folgendes darf zur Bestimmung des Bemessungswert der Schubfestigkeit von offenen CFRP-Systemen nach Bild J.4 angewendet werden.

Wenn die Verankerungslänge in die Druckzone des Bauteils bei allen CFRP-Lamellen l_{bf} kleiner ist als $l_{\mathrm{bf,max,k}}$, sollte f_{fwd} mit Gleichung (J.17) bestimmt werden; dabei sind θ und α_{f} in Bild J.5 festgelegt.

$$f_{\mathrm{fwd}} = \frac{2}{3}\frac{(n \cdot s_{\mathrm{f}}/[(\cot\theta + \cot\alpha_{\mathrm{f}})\sin\alpha_{\mathrm{f}}]}{l_{\mathrm{bf,max,k}}} f_{\mathrm{bfRd}} \tag{J.17}$$

Wenn die Verankerungslänge in die Druckzone des Bauteils bei einigen CFRP-Lamellen l_{bf} kleiner ist als $l_{\mathrm{bf,max,k}}$, sollte f_{fwd} mit Gleichung (J.18) bestimmt werden:

$$f_{\mathrm{fwd}} = \left[1 - \left(1 - \frac{2m \cdot s_{\mathrm{f}}}{3 \cdot l_{\mathrm{bf,max,k}}}\right)\frac{m}{n}\right] f_{\mathrm{bfRd}} \tag{J.18}$$

Dabei sind die Parameter α_{f}, m und n in Bild J.5 festgelegt und f_{bfRd} muss nach 11.1.1 bestimmt werden.

(2) Gleichung (J.17) und Gleichung (J.18) dürfen auf CFRP-Gelege angewendet werden, indem s_{f} durch $b_{\mathrm{f}}/\sin\alpha$ ersetzt wird.

Bild J.4 — Darstellung eines offenen CFRP-Systems zur Verstärkung für Querkraft nach diesem Eurocode

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende

1 Schubriss

a m Bügel mit $l_{bl} < l_{bl,k.max}$

b n Bügel, die einen Schubriss kreuzen

Bild J.5 — Darstellung von ABR-CFRP-Bügeln, die einen Schubriss kreuzen

J.8.3 Durchstanzen

(1) Dieser Eurocode gilt nicht für die Verstärkung gegen Durchstanzen mit CFRP.

J.8.4 Bemessung mit Stabwerkmodellen und Spannungsfeldern

(1) ABR-CFRP-Systeme dürfen als Zugbewehrung in Zugstreben entsprechend den Festlegungen nach 8.5 und J.11 verwendet werden, sofern die Dehnungsverträglichkeit nachgewiesen wird.

J.9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

(1) Durchbiegungen von mit CFRP verstärkten Balken oder Platten dürfen geschätzt werden, indem die Relativverschiebung zwischen CFRP und Beton vernachlässigt wird sowie durch die Umwandlung der Fläche des CFRP in Stahl unter Berücksichtigung des Modulverhältnisses. Bereits vorhandene Durchbiegungen müssen durch Anwendung der geeigneten Festlegungen nach prEN 1990 berücksichtigt werden.

J.10 Ermüdung

J.10.1 Grundlegende Ermüdungsberechnung für CFRP-Systeme in externem Verbund

(1) Eine Ermüdungsprüfung für CFRP-Systeme im externen Verbund darf entfallen, wenn die folgende Bedingung erfüllt wird:

$$\Delta F_{\mathrm{fE,equ}} \leq \Delta F_{\mathrm{fRd,fat1}} = 0{,}25 \cdot f_{\mathrm{ctm,surf}}{}^{1/4} \cdot f_{\mathrm{bfRd}} \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \qquad \text{(J.19)}$$

Dabei ist

$\Delta F_{\mathrm{fRd,fat1}}$ der grundlegende Ermüdungswiderstand;

f_{fRd} der begrenzende Bemessungswert der Verbundfestigkeit in der betrachteten Fläche, berechnet nach J.11;

$f_{\mathrm{ctm,surf}}$ durch Gleichung (J.36) festgelegt;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\Delta F_{\mathrm{fE,equ}} = \max\{b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot \Delta f_{\mathrm{fEd,max}}, ; F_{\mathrm{fEd,cr}}\} \tag{J.20}$$

$\Delta f_{\mathrm{fEd,max}}$ die maximale Differenz in der CFRP-Spannung unter der entsprechenden Lastkombination zwischen Rissen (siehe Bild J.5) in der verstärkten Fläche. $F_{\mathrm{fEd,cr}}$ ist die Kraft im CFRP beim ersten Riss in der verstärkten Fläche.

J.10.2 Genauere Ermüdungsberechnung für CFRP-Systeme in externem Verbund

(1) Wenn die Bedingung in Gleichung (J.19) nicht erfüllt werden kann, muss die folgende Bedingung unter der häufigen Einwirkungskombination nach Abschnitt 10 beurteilt werden:

$$\Delta F_{\mathrm{fEd,fat}} \leq \Delta F_{\mathrm{fRd,fat2}} = \alpha_{\mathrm{fat2}} \cdot \frac{\Delta F_{\mathrm{fk,B}}}{\gamma_{\mathrm{BA}}} \tag{J.21}$$

Dabei ist

$\Delta F_{\mathrm{fEd,fat}}$ die Variation der Bemessungskraft infolge der Kräfte am Rissrand, $\Delta F_{\mathrm{f,max}} - \Delta F_{\mathrm{f,min}}$; und

$\Delta F_{\mathrm{f,min}}$ der Mindestwert von $b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot \Delta f_{\mathrm{fEd}}$ unter der maßgebenden ermüdungsbezogenen Lastkombination nach 10.2;

$\Delta F_{\mathrm{f,max}}$ der Höchstwert von $b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot \Delta f_{\mathrm{fEd}}$ unter der maßgebenden ermüdungsbezogenen Lastkombination nach 10.2.

Die Differenz der nach Gleichung (J.22) berechneten CFRP-Zugspannung zwischen Rissen Δf_{fEd}, ist in Bild J.6 festgelegt.

$$\Delta f_{\mathrm{fEd}} = \frac{F_{\mathrm{fEd,b}} - F_{\mathrm{fEd,a}}}{b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}}} \tag{J.22}$$

Dabei ist/sind

$\Delta F_{\mathrm{fk,B}} = b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot \Delta f_{\mathrm{fk,B}}$ und $\Delta f_{\mathrm{fk,B}}$ nach Gleichung (J.39) berechnet;

$$\alpha_{\mathrm{fat2}} = -c_{\mathrm{fat}} \cdot \frac{\Delta F_{\mathrm{f,max}}}{\Delta F_{\mathrm{fRd}}} + c_{\mathrm{fat}} \tag{J.23}$$

$\Delta F_{\mathrm{f,max}}$ der Höchstwert von ΔF_{f} unter der ermüdungsbezogenen Lastkombination nach 10.2;

$$c_{\mathrm{fat}} = 0{,}35 \cdot \left(\frac{N^*}{2 \cdot 10^6}\right)^{-\frac{1}{k_{\mathrm{f3}}}} \tag{J.24}$$

N^* die Anzahl der Spannungsschwingspiele;

$k_{\mathrm{f3}} = 23{,}2$ für $N^* < 2 \cdot 10^6$;

$k_{\mathrm{f3}} = 45{,}4$ für $N^* \geq 2 \cdot 10^6$.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

J.10.3 Oberflächennah verklebte CFRP-Lamellen

(1) Oberflächennah verklebte Lamellen, die die folgenden Bedingungen unter der häufigen Einwirkungskombination nach Abschnitt 10 erfüllen, dürfen bezüglich Ermüdung als ausreichend betrachtet werden.

1. Die Anzahl der Spannungsschwingspiele ist kleiner als $2 \cdot 10^6$;

2. Die Höchstkraft im NSM-CFRP-System unter Berücksichtigung der Verschiebung der Spannungshüllkurve überschreitet $F_{\mathrm{f,NSM,max}}$ nicht; dabei wird $F_{\mathrm{f,NSM,max}}$ nach Gleichung (J.25) berechnet;

3. Die Spannungsschwingbreite der Lamelle $\Delta\sigma_{\mathrm{f}}$ entspricht den Festlegungen nach Gleichung (J.26).

$$F_{\mathrm{f,NSM,max}} = 0{,}6 \cdot f_{\mathrm{bfRd}} \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \tag{J.25}$$

$$\Delta\sigma_{\mathrm{f}} \leq \frac{500}{t_{\mathrm{f}}} \tag{J.26}$$

Dabei ist

$$\Delta\sigma_{\mathrm{f}} = \frac{\Delta F_{\mathrm{f,max}} - \Delta F_{\mathrm{f,min}}}{b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}}} \tag{J.27}$$

J.11 Verbund und Verankerung von CFRP-Systemen

J.11.1 Verankerung von ABR-CFRP-Verstärkungssystemen

J.11.1.1 Grundlegender Verankerungswiderstand – CFRP zu Beton bei EBR-CFRP-Verstärkung

J.11.1.1.1 Allgemeines

(1) Die erforderliche Verankerungslänge von CFRP-Bewehrung in externem Verbund, berechnet nach J.11.1.1, sollte angeordnet werden, wie in J.11.1.2 beschrieben.

J.11.1.1.2 Vereinfachtes Verfahren

(1) Das folgende vereinfachte Verfahren darf zur Bestimmung des Verankerungswiderstands von CFRP in externem Verbund angewendet werden.

$$f_{\mathrm{bfRd}} = \frac{0{,}17}{\gamma_{\mathrm{BA}}} k_{\mathrm{b}} \beta_1 \sqrt{\frac{2E_{\mathrm{f}}}{t_{\mathrm{f}}} f_{\mathrm{cm}}^{2/3}} \tag{J.28}$$

Dabei ist

$$k_{\mathrm{b}} = \sqrt{\frac{2 - b_{\mathrm{f}}/b}{1 + b_{\mathrm{f}}/b}} \tag{J.29}$$

$$\beta_1 = \begin{cases} \dfrac{l_{\mathrm{bf}}}{l_{\mathrm{bf,max,k}}}\left(2 - \dfrac{l_{\mathrm{bf}}}{l_{\mathrm{bf,max,k}}}\right) < 1 & \text{if } l_{\mathrm{bf}} < l_{\mathrm{bf,max,k}} \\ 1 & \text{if } l_{\mathrm{bf}} \geq l_{\mathrm{bf,max,k}} \end{cases} \tag{J.30}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$l_{bf,\max,k} = \frac{1.5\pi}{k_b}\sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{8 f_{cm}^{2/3}}} \tag{J.31}$$

J.11.1.1.3 Genaueres Verfahren

(1) Sind genauere Daten für das EBR-CFRP-Bewehrungssystem auf Grundlage von Herstellungsdaten bekannt, darf die folgende genauere Berechnung zur Bestimmung des Verankerungswiderstands angewendet werden. Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit der Verankerung des EBR-CFRP-Bewehrungssystems darf wie folgt angesetzt werden:

$$f_{bfRd} = \frac{\sqrt{\eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot k_{tt}}}{\gamma_{BA}} \cdot \begin{cases} f_{bfk,\max} \cdot \frac{l_{bf}}{l_{bf,\max}}\left(2 - \frac{l_{bf}}{l_{bf,\max}}\right) & \text{where } l_{bf} < l_{bf,\max} \\ f_{bfk,\max} & \text{where } l_{bf} \geq l_{bf,\max} \end{cases} \tag{J.32}$$

Dabei ist

$$l_{bf,\max} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\sqrt{E_f \cdot t_f \cdot s_{f0k}}}{\tau_{f1k}} \tag{J.33}$$

$$f_{bfk,\max} = \sqrt{\frac{E_f \cdot \tau_{f1k} \cdot s_{f0k}}{t_f}} \tag{J.34}$$

$$s_{f0k} = 0{,}2 \cdot k_{sys,b2} \tag{J.35}$$

$$\tau_{f1k} = 0{,}37 \cdot k_{sys,b1} \cdot \left(f_{cm} \cdot f_{ctm,surf}\right)^{0,5} \tag{J.36}$$

$$f_{ctm,surf} = 0{,}7 \cdot f_{ctm} \tag{J.37}$$

ANMERKUNG 1 Der Wert von $k_{sys,b1}$ kann mit 1,0 angesetzt werden, sofern keine genaueren Angaben auf Grundlage der Herstellungsdaten von EBR-CFRP-Gelegen oder -Lamellen verfügbar sind.

ANMERKUNG 2 Der Wert von $k_{sys,b2}$ kann mit 1,0 angesetzt werden, sofern keine genaueren Angaben auf Grundlage der Herstellungsdaten von EBR-CFRP-Gelegen oder -Lamellen verfügbar sind.

ANMERKUNG 3 Der Wert von $f_{ctm,surf}$ aus Gleichung (J.37) ist nur dann anwendbar, wenn er nicht unter Anwendung von EN 1542 ermittelt werden kann.

J.11.1.2 Anforderungen an EBR-CFRP-Verankerung — Biegen

J.11.1.2.1 Allgemeines

(1) Die Verankerung des Verstärkungssystems auf der Betonoberfläche eines Bauteils unter Biegung muss ausgeführt werden, um die folgenden Versagensmechanismen zu vermeiden:

— Endverankerung nach J.11.1.2.2;

— Ablösungen zwischen Rissen nach J.11.1.2.3;

— Trennung der Betondeckung an den Enden nach J.11.1.2.4;

— Risstrennung infolge von Schub nach J.11.1.2.5.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

J.11.1.2.2 Endverankerung

(1) Die CFRP-Verstärkung muss verankert werden durch eine Verankerungslänge, die über den Querschnitt hinausgeht, in dem der Bemessungswert des Widerstands des unverstärkten bestehenden Querschnitts mindestens so groß ist wie die Bemessungsauswirkungen, die sich aus dem entsprechenden Grenzzustand ergeben.

(2) Extern geklebte CFRP-Bewehrung muss in Übereinstimmung mit einer der folgenden Bedingungen verankert werden:

— wenn die Verstärkung eines Bauteils ausgeführt wird, muss die Verankerung den Wert a_{l}, berechnet nach 12.3.3, berücksichtigen;

— wenn eine lokale Verstärkung ausgeführt wird, sollte sich die CFRP-Verstärkung um einen Abstand $l_{\mathrm{bf}} + h$ über den Querschnitt, in dem sie benötigt wird hinaus erstrecken.

(3) Der Verankerungswiderstand f_{bfRd} muss mit Gleichung (J.28) oder Gleichung (J.32) berechnet werden.

J.11.1.2.3 Ablösungen zwischen Rissen

(1) Wenn J.11.1.1.3 zur Bestimmung der Verankerungslänge von geklebten CFRP verwendet wird, muss der Widerstand der Verankerung zwischen Biegerissen ausreichen, um dem Unterschied der Zugkräfte im System zwischen den Rissen standzuhalten.

(2) Gleichung (J.38) darf verwendet werden, um den Widerstand des CFRP-Verstärkungssystems zwischen angrenzenden Biegerissen zu bestimmen.

(3) Gleichung (J.38) sollte nicht angewendet werden, wenn die Dehnung im CFRP 10 mm/m überschreitet.

$$\Delta f_{\mathrm{fEd}} \leq \Delta f_{\mathrm{fRd}} \tag{J.38}$$

Dabei ist

Δf_{fEd} nach Gleichung (J.22) berechnet;

Δf_{fRd} der Verbundwiderstand zwischen angrenzenden Rissen.

(4) Sofern keine genauere Berechnung durchgeführt wird, sollten Δf_{fRd} und Δf_{fEd} unter Verwendung des Mindestrissabstands $s_{\mathrm{cr,min}}$ berechnet werden; dabei ist $s_{\mathrm{cr,min}} = 0{,}75 \cdot s_{\mathrm{cr,max}}$ (siehe Bild J.6).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Legende

1 $f_{fEd,a}$ in FRP at Crack A
2 $f_{fEd,b}$ in FRP at Crack B
3 FRP
4 Riss A
5 Riss B

Bild J.6 — CFRP zwischen Biegerissen

(5) Der Verbundwiderstand zwischen angrenzenden Rissen Δf_{fRd} darf mit Gleichung (J.39) unter Berücksichtigung der günstigen Auswirkungen der Verbundreibung $\Delta f_{fk,F}$ und der Behinderung durch die Krümmung des Balkens $\Delta f_{fk,C}$ zusätzlich zum Verbundwiderstand des Klebstoffs zwischen den Rissen $\Delta f_{fk,B}$ wie folgt bestimmt werden:

$$\Delta f_{fRd} = {}^{1}/_{\gamma_{BA}} \cdot \left((\eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot k_{tt})^{0,5} \cdot \Delta f_{fk,B} + \Delta f_{fk,F} + \Delta f_{fk,C}\right) \quad \text{(J.39)}$$

$$\Delta f_{fk,B} = 0{,}84 \cdot k_{sys,b1} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm,surf}} \cdot \frac{\sqrt{s_{cr,min}}}{t_f} \quad \text{(J.40)}$$

$$\Delta f_{fk,F} = 0{,}1 \cdot {f_{cm}}^{0,9} \cdot \frac{{s_{cr,min}}^{4/3}}{t_f} \quad \text{(J.41)}$$

$$\Delta f_{fk,C} = \frac{\kappa_h}{h_f} \cdot \frac{{s_{cr,min}}^{1/3}}{t_f} \quad \text{(J.42)}$$

Dabei ist

$\kappa_h = 2\,000$ für bewehrte Betonbauteile;

$\kappa_h = 0$ für vorgespannte Betonbauteile;

$h_f = \min\{100\text{ mm}, h\}$.

(6) Sofern keine genauere Berechnung durchgeführt wird, darf Δf_{fEd} unter Vernachlässigung von Relativverschiebungen des CFRP berechnet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

J.11.1.2.4 Trennung der Betondeckung an den Enden

(1) Der Bemessungswert der maximalen Querkraft (V_{ED}) am Auflager des Bauteils, das der Verstärkung unterzogen wird, muss kleiner sein, als der Bemessungswert des Widerstands gegen die Trennung der Betondeckung $V_{\mathrm{Rd,cfE}}$, berechnet nach Gleichung (J.43):

$$V_{\mathrm{ED}} \leq V_{\mathrm{Rd,cfE}} = 0{,}75 \cdot \left(1 + 19{,}6 \cdot \frac{(100\rho_{\mathrm{l}})^{0{,}15}}{a_{\mathrm{fE}}}\right) \cdot \tau_{\mathrm{Rd,c}} \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot z \tag{J.43}$$

Wird die Bedingung in Gleichung (J.43) nicht erfüllt, muss eine Querkraftverstärkung am Ende der Längsverstärkung in Übereinstimmung mit Gleichung (J.44) ausgeführt werden, wobei die Verankerung die Festlegungen dieses Eurocodes erfüllt.

$$f_{\mathrm{fwd}} \leq f_{\mathrm{bfRd}} \cdot \tan\theta \tag{J.44}$$

Dabei ist f_{bfRd} die Verankerungskraft des CFRP für das zu bemessende Biegeverstärkungssystem.

Die bauliche Durchbildung von Bügeln zur Vermeidung der Trennung der Betondeckung an den Enden muss Bild J.7 entsprechen.

Maße in Millimeter

Legende
1 Endbügel
2 Biegeverstärkung

Bild J.7 — Anordnung der CFRP-Schubbügel zur Vermeidung der Trennung der Betondeckung an den Enden

J.11.1.2.5 Risstrennung durch Querkraft

(1) Wenn die Grenzwerte in Gleichung (J.45) oder Gleichung (J.46) überschritten werden, müssen bei biegebeanspruchten Bauteilen, die mit EBR verstärkt sind, zusätzliche CFRP-Bügel verbaut werden.

$$\frac{V_{\mathrm{Ed}} \cdot \sigma_{\mathrm{sw}}}{\tau_{\mathrm{Rd}} \cdot b \cdot d_{\mathrm{w}}} \leq \begin{cases} 75\ \mathrm{MPa} & \text{für gerippte Stahlstäbe} \\ 25\ \mathrm{MPa} & \text{für glatte Stahlstäbe mit rundem Querschnitt} \end{cases} \tag{J.45}$$

Dabei wird τ_{Rd} nach Gleichung (8.47) berechnet.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$V_{\mathrm{Ed}} \leq 0{,}33 \cdot f_{\mathrm{ck}}^{\frac{2}{3}} \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot z \tag{J.46}$$

Wenn nach Gleichung (J.45) oder Gleichung (J.46) Bügel erforderlich sind, sollten zusätzliche EBR-CFRP-Querbügel vorgesehen werden, um der Querkraft nach Gleichung (J.47) mit angemessener Verankerung standzuhalten.

$$V_{\mathrm{Ed,f}} = \max \begin{cases} \dfrac{E_{\mathrm{f}} A_{\mathrm{f}}}{E_{\mathrm{f}} A_{\mathrm{f}} + E_{\mathrm{s}} A_{\mathrm{s}}} \cdot V_{\mathrm{Ed}} \\ V_{\mathrm{Ed}} - b_{\mathrm{w}} \cdot z \cdot \tau_{\mathrm{Rd,sy}} \end{cases} \tag{J.47}$$

J.11.1.3 Grundlegender Verankerungswiderstand – CFRP zu Beton bei NSM-CFRP-Verstärkung

(1) Der Bemessungswert der Tragfähigkeit des Verbunds je Lamelle muss Gleichung (J.48) oder Gleichung (J.49) für Verankerungslängen nach Gleichung (J.48) oder Gleichung (J.50) entsprechen.

Für $l_{\mathrm{bf}} \leq 115$ mm:

$$F_{\mathrm{bfRd}} = 0{,}95 \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot \tau_{\mathrm{bfd}} \cdot \sqrt[4]{a_{\mathrm{r}}} \cdot l_{\mathrm{bf}} \cdot (0{,}4 - 0{,}0015 \cdot l_{\mathrm{bf}}) \tag{J.48}$$

Für $l_{\mathrm{bf}} > 115$ mm:

$$F_{\mathrm{bfRd}} = 0{,}95 \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot \tau_{\mathrm{bAd}} \cdot \sqrt[4]{a_{\mathrm{r}}} \cdot \left(26{,}2 + 0{,}065 \cdot \tan h\left(\frac{a_{\mathrm{r}}}{70}\right) \cdot (l_{\mathrm{bf}} - 115)\right) \tag{J.49}$$

Dabei ist

$$a_{\mathrm{r}} = \max\{100\ \mathrm{mm}, a_{\mathrm{r}}\}. \tag{J.50}$$

Die maximale Bemessungsfestigkeit des Klebstoffs für NSM-CFRP-Systeme darf nach Gleichung (J.51) ermittelt werden:

$$\tau_{\mathrm{bAd}} = \frac{1}{\gamma_{\mathrm{BE}}} \cdot \min \begin{cases} \tau_{\mathrm{bAk}} \cdot \alpha_{\mathrm{bA}} \\ \tau_{\mathrm{bck}} \cdot \alpha_{\mathrm{bc}} \end{cases} \tag{J.51}$$

Dabei darf die maximale charakteristische Verbundfestigkeit des Klebstoffs nach Gleichung (J.52) ermittelt werden; dabei sind die Festlegungen von f_{Ack} und f_{Atk} in J.5.1.2.1 angegeben.

$$\tau_{\mathrm{bAk}} = 0{,}6 \cdot \sqrt{\left(2 \cdot f_{\mathrm{Atk}} - 2 \cdot \sqrt{f_{\mathrm{Atk}}^2 + f_{\mathrm{Ack}} \cdot f_{\mathrm{Atk}}} + f_{\mathrm{Ack}}\right) \cdot f_{\mathrm{Atk}}} \tag{J.52}$$

$$\tau_{\mathrm{bck}} = 4{,}5 \cdot f_{\mathrm{cm}}{}^{0{,}5} \tag{J.53}$$

Der Wert von α_{bA} darf mit 0,5 angesetzt werden, sofern keine genaueren Angaben auf Grundlage der Herstellungsdaten von EBR-CFRP-Gelegen oder -Lamellen verfügbar sind.

Der Wert von α_{bc} darf mit $(\eta_{\mathrm{cc}} \cdot k_{\mathrm{tc}} \cdot k_{\mathrm{tt}})^{0{,}5}$ angesetzt werden, sofern keine genaueren Angaben auf Grundlage der Herstellungsdaten von EBR-CFRP-Gelegen oder -Lamellen verfügbar sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

J.12 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Konstruktionsregeln mit CFRP

J.12.1 Biegeverstärkung mit extern geklebtem CFRP

(1) Folgendes sollte auf den Mittenabstand (a_f), in mm, von ABR-CFRP-Lamellen angewendet werden:

$a_{f,max} \leq$ 0,2-facher Abstand zwischen den Momentennullpunkten;

$a_{f,max} \leq$ 4-fache Plattendicke;

$a_{f,max} \leq$ 0,4-fache Kragträgerlänge.

(2) Der Abstand der Längskante der Lamelle vom Bauteilrand sollte mindestens dem Nennmaß der Betondeckung c_{nom} der innen liegenden Bewehrung entsprechen.

J.12.2 Biegeverstärkung mit NSM-Bewehrungsstäben

(1) Wenn Schlitze in den Deckbeton geschnitten werden, um den Verbund zu NSM-CFRP-Systemen zu aktivieren, sollten sie so angeordnet werden, dass die Betondeckung unter Berücksichtigung der Genauigkeit der Einbauausrüstung zusammen mit der angemessenen Einbautoleranz nicht ungünstig beeinträchtigt wird.

(2) Die geometrischen Grenzwerte für Schlitze und Randabstände und Abstände [mm], für NSM-CFRP-Stäbe und -Lamellen müssen mit Tabelle J.2 übereinstimmen.

Tabelle J.2 — Geometrische Grenzwerte für Schlitze und Randabstände und Abstände, in mm.

Geometrische Grenzwerte	NSM-CFRP-Stäbe mit quadratischem Querschnitt	Runde NSM-CFRP-Stäbe	NSM-CFRP-Stäbe oder -Lamellen
Schlitzbreite b_{slot} [mm]	$t_f + 2\text{ mm} \leq b_{slot} \leq t_f + 4\text{ mm}$	$\emptyset_s + 2\text{ mm} \leq b_{slot} \leq \emptyset_s + 4\text{ mm}$	—
Schlitztiefe t_{slot} [mm]	$b_f + 1\text{ mm} \leq t_{slot} \leq b_f + 2\text{ mm}$ $t_f \leq b_f$	$\emptyset_s + 1\text{ mm} \leq t_{slot} \leq \emptyset_s + 1\text{ mm}$	—
Abstand von Schlitz zu Rand nach Bild J.8	$a_r \geq 4 \cdot b_f$	$a_r \geq 4 \cdot b_f$	$e_{f,min} \geq 1{,}5 \cdot t_{slot}$
Mittenabstand von geklebter CFRP-Bewehrung a_f	—	—	$3 \cdot t_{slot} \leq a_f \leq \min\{0{,}2 \cdot l_{0b}; 4 \cdot h\}$ $l_{0b} = 2 \cdot l_k$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Bild J.8 — Randabstände bei der Anordnung von Lamellen zu beiden Seiten eines Randes

(3) In der Nähe von gekrümmten Rändern von Platten und Balken mit ABR-CFRP-Stäben sollte ein Mindestrandabstand von 150 mm in Richtung der Mitte der Krümmung eingehalten werden. In allen anderen Fällen muss der Krümmungsradius von oberflächennah verklebten CFRP-Lamellen mindestens 2 m betragen.

J.12.3 Zulässige Biegerollendurchmesser für die Biegung von FRP

(1) Gerade vorgefertigte ABR-CFRP-Stäbe sollten nicht für die Anordnung in einem Radius vorgesehen werden, der kleiner als das 1 000-Fache ihrer Dicke ist, es sei denn, dass Spannungen aus dem Biegeprozess in der Bemessung berücksichtigt werden.

J.12.4 Zulässige Lagen für geklebte CFRP-Gelege und -Lamellen

(1) CF-Gelege für die Verstärkung für Biegung oder Querkraft dürfen in nicht mehr als fünf Lagen geklebt werden, und CF-Gelege für die Verstärkung von Stützen dürfen in höchstens zehn Lagen geklebt werden.

(2) CFRP-Lamellen dürfen in nicht mehr als zwei Lagen geklebt werden. Die maximale Dicke des Querschnitts von CFRP-Lamellen, ohne Berücksichtigung des Klebstoffs, darf 3 mm nicht überschreiten.

(3) In einem Schlitz darf nicht mehr als ein(e) einzelne(r) NSM-Lamellen oder -Stab verklebt sein.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang JA
(informativ)

Eingebettete FRP-Bewehrung

JA.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält ergänzende Regeln für die Bemessung und Konstruktion neuer Tragwerke mit nicht vorgespannter Glas- und Kohlenstofffaserbewehrung. Die Festlegungen nach diesem Eurocode gelten für Betonbauteile mit eingebetteter FRP-Bewehrung, sofern sie nicht in diesem Anhang JA modifiziert werden.

ANMERKUNG Die nationalen Festlegungen zur Anwendung dieses informativen Anhangs sind in einem Nationalen Anhang angegeben. Enthält ein Nationaler Anhang keine Angaben zur Anwendung dieses informativen Anhangs, kann er angewendet werden.

JA.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser informative Anhang gilt für profilierte oder geraute Bewehrungsstäbe und -matten aus faserverstärktem Polymer (FRP).

(2) Dieser informative Anhang gilt nicht für Tragwerke aus Leichtbeton und Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung, d. h. Anhang M und Anhang N gelten nicht für Bauteile mit FRP-Bewehrung.

(3) Dieser informative Anhang gilt für Bauteile mit FRP-Bewehrung unter vorwiegend statischer Belastung, d. h. Abschnitt 10 und Anhang E gelten nicht für Bauteile mit FRP-Bewehrung.

JA.3 Allgemeines

ANMERKUNG Sofern nicht anders angemerkt, ähneln Nummerierung und Überschriften der Abschnitte/Unterabschnitte in Anhang JA den entsprechenden Nummerierungen und Überschriften im Hauptteil dieses Eurocodes. Den Nummern der Abschnitte/Unterabschnitte wird der Buchstabe „JA“ vorangestellt, um Inhalte zu unterscheiden, die eingebettete FRP-Bewehrung betreffen. Anhang JA enthält ausschließlich Abschnitte/Unterabschnitte des Hauptteils dieses Eurocodes, die spezifische Abschnitte zu eingebetteter FRP-Bewehrung enthalten.

JA.4 Nachweis – Teilsicherheitsbeiwerte für FRP-Bewehrung

(1) Der Teilsicherheitsbeiwert für Baustoff γ_{FRP} muss auf FRP-Bewehrung angewendet werden.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte für FRP-Bewehrung sind in Tabelle JA.1(NDP) angegeben, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

Tabelle JA.1(NDP) — Teilsicherheitsbeiwerte für FRP-Bewehrung

Bemessungssituation	γ_{FRP}
Grenzzustände der Tragfähigkeit (ständige und vorübergehende Bemessungssituation)	1,50
Außergewöhnliche Einwirkungen	1,10
Gebrauchstauglichkeit	1,00

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

JA.5 Baustoffe – FRP-Bewehrung

JA.5.1 Allgemeines

(1) Anhang JA enthält Bemessungsregeln für Bauteile mit eingebetteter FRP-Bewehrung im Rahmen der folgenden Grenzen der Anwendbarkeit:

— Mindestwert der Langzeit-Zugfestigkeit von $f_{\mathrm{ftk,100a}} \geq 300$ MPa;

— Mindestwert des Elastizitätsmoduls von $E_{\mathrm{fR}} \geq 40\,000$ MPa;

— Verhältnis von $f_{\mathrm{ftk,100a}}/E_{\mathrm{fR}} \geq 0{,}005$;

— charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{\mathrm{ck}} \geq 20$ MPa;

— Bauteile mit $\rho_{\mathrm{lf}} \leq 0{,}05$.

JA.5.2 Eigenschaften

(1) Die festgelegten Eigenschaften und zugehörigen Bedingungen von faserverstärkten Polymersystemen, die für die Bemessung und Konstruktion nach diesem Eurocode erforderlich sind, müssen mindestens Folgendes einschließen:

— f_{ftk0} bestimmt nach ISO 10406-1;

— E_{fR} bestimmt nach ISO 10406-1;

— Durchmesser und Größe.

(2) Die folgenden Eigenschaften der FRP-Bewehrung sollten dem Lieferanten der FRP-Bewehrung vorgegeben werden, um eine Leistung sicherzustellen, die der in der Bemessung angenommenen entspricht:

— Querschnittsgrößen und Maßtoleranzen;

— Mindestwert der charakteristischen Kurzzeit-Zugfestigkeit;

— Mindestwert der charakteristischen Langzeit-Zugfestigkeit;

— E-Modul;

— Langzeit-Verbundfestigkeit $f_{\mathrm{bd,100a}}$;

— Einbautemperatur;

— Höchsttemperatur der FRP-Bewehrung für die geplante Nutzungsdauer des Tragwerks;

— Mindesttemperatur der FRP-Bewehrung für die geplante Nutzungsdauer des Tragwerks;

— Expositionsklassifizierung nach Tabelle 6.1;

— Anforderungen an die Dauerhaftigkeit.

JA.5.3 Annahmen für die Bemessung

(1) Die Bemessung sollte auf der Nennquerschnittsfläche der Bewehrung basieren.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Die Spannungs-Dehnungs-Linie sollte angenommen werden, wie in Bild JA.1 und Gleichung (JA.1) dargestellt.

$$f_{\mathrm{ftd}} = \frac{f_{\mathrm{ftk,100a0}}}{\gamma_{\mathrm{FRP}}} \tag{JA.1}$$

Dabei ist

$$f_{\mathrm{ftk,100a}} = C_{\mathrm{t}} \cdot C_{\mathrm{C}} \cdot C_{\mathrm{e}} \cdot f_{\mathrm{ftk0}} \tag{JA.2}$$

C_{t} der Einflussfaktor für die Temperatur. Sofern keine genaueren Angaben aus Herstellungsdaten zur Verfügung stehen oder genauere Werte nach ISO 10406-1 bestimmt werden, dürfen die folgenden Werte für C_{t} verwendet werden:

— $C_{\mathrm{t}} = 1{,}0$ für Innenraum- und Untertageumgebungen;

— $C_{\mathrm{t}} = 0{,}8$ für Außenumgebungen, in denen die FRP-Bewehrung großen Temperaturschwankungen ausgesetzt ist;

C_{c} der Einflussfaktor für die Nutzungsdauer, der als $C_{\mathrm{c}} = 0{,}35$ angesetzt werden darf, sofern keine genaueren Werte nach ISO 10406-1 bestimmt werden;

C_{e} der Einflussfaktor für den Angriff aus der Umgebung, der als $C_{\mathrm{e}} = 0{,}7$ angesetzt werden darf, sofern keine genaueren Werte nach ISO 10406-1 bestimmt werden.

Legende
x Dehnung
y Spannung

Bild JA.1 — Bemessungs-Spannungs-Dehnungs-Linie für FRP-Bewehrung

(3) FRP-Bewehrung darf ausschließlich als Zugbewehrung verwendet werden.

(4) Für Bemessungszwecke darf für die mittlere Dichte des FRP ein Wert von 2 000 kg/m³ angesetzt werden.

(5) Der Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_{\mathrm{FRP,th}}$ in Längsrichtung darf für GFRP-Stäbe mit $5 \cdot 10^{-6}\ \mathrm{K}^{-1}$ und für CFRP-Stäbe mit 0 angesetzt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

JA.6 Dauerhaftigkeit – Betondeckung – Sonderregeln für FRP-Bewehrung

(1) Der Wert von $c_{\mathrm{min,dur}}$ darf für FRP-Bewehrung in Gleichung (6.2) mit Null angesetzt werden.

(2) Sofern keine genaueren Angaben auf Grundlage von Prüfdaten zur Verfügung stehen, sollte die Betondeckung für den Verbund bei FRP-Bewehrung als $c_{\mathrm{min,b}} \geq 2\phi$ angesetzt werden. Die Mindestbetondeckung für FRP-Bewehrung muss jedoch mindestens als $c_{\mathrm{min,b}} \geq 1{,}5\phi$ angesetzt werden.

(3) Direkter Kontakt zwischen Kohlenstoff-FRP-Bewehrungsstäben und Stahlbewehrung sollte verhindert werden.

JA.7 Statische Berechnung – Sonderregeln für FRP-Bewehrung

(1) Bei geraden FRP-Stäben, die in gekrümmter Form eingebaut werden, muss die Biegespannung als ständige Einwirkung berücksichtigt werden.

(2) Eine linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung nach 7.3.2 darf nicht für Bauteile mit FRP-Bewehrung durchgeführt werden.

(3) Eine Berechnung nach Plastizitätstheorie nach 7.3.3 darf nicht für Bauteile mit FRP-Bewehrung durchgeführt werden.

(4) Eine nichtlineare Berechnung nach 7.3.4 darf unter Verwendung des Modells nach Bild JA.1 mit der Bemessungsfestigkeit f_{ftd} und der entsprechenden Bemessungsbruchdehnung $\varepsilon_{\mathrm{fRd}}$ durchgeführt werden.

JA.8 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) – Sonderregeln für FRP-Bewehrung

JA.8.1 Biegung mit oder ohne Normalkräfte

(1) Die Zugdehnung in FRP-Bewehrung muss auf die Bemessungsbruchdehnung $\varepsilon_{\mathrm{fRd}}$ begrenzt werden.

(2) Sofern keine genauere Berechnung durchgeführt wird, sollte die Umschnürungswirkung von FRP-Bewehrung um das Verhältnis $E_{\mathrm{fR}}/E_{\mathrm{s}}$ in jeder Richtung, in der diese Umschnürung berücksichtigt wird, reduziert werden.

JA.8.2 Querkraft

(1) Für Bauteile mit FRP-Bewehrung darf der Mindestquerkraftwiderstand nach 8.2.1(4) berechnet werden als:

$$\tau_{\mathrm{Rdc,min}} = \frac{0.29}{\gamma_{\mathrm{c}}} \sqrt{f_{\mathrm{ck}} \cdot \frac{E_{\mathrm{fR}}}{E_s} \cdot \frac{d_{\mathrm{dg}}}{d}} \tag{JA.3}$$

(2) Die Festlegungen nach 8.2.2 dürfen angewendet werden, sofern der Wert ρ_{l} der FRP-Längsbewehrung in Gleichung (8.17) um das Verhältnis $\mathrm{E_{fR}/E_s}$ reduziert wird.

(3) Die Festlegungen nach 8.2.3 dieses Eurocodes dürfen vorbehaltlich der folgenden Änderungen angewendet werden:

— Gleichung (8.26) für die Neigung des Druckfelds muss ersetzt werden durch:

$$\cot\theta = 0{,}8 \tag{JA.4}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

— Gleichung (8.28) muss ersetzt werden durch:

$$\tau_{\mathrm{Rd,f}} = \tau_{\mathrm{Rd,c}} + \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{fwRd}} \cdot \cot\theta \leq 0{,}17 \cdot f_{\mathrm{cd}} \quad \text{(JA.5)}$$

Dabei ist

$$f_{\mathrm{fwRd}} = \min\{0{,}004 \cdot E_{\mathrm{f}}; f_{\mathrm{ftd}}{}^{*}\} \quad \text{(JA.6)}$$

Dabei wird $f_{\mathrm{ftd}}{}^{*}$ nach JA.11.4.3 berechnet.

(4) Die Festlegungen nach 8.2.5 dürfen vorbehaltlich der folgenden Änderungen angewendet werden:

— f_{yd} wird ersetzt durch f_{ftd};

— $\cot\theta$ wird angesetzt als 1,0;

— ν wird angesetzt als 0,35.

(5) Für Bauteile mit FRP-Bewehrung darf der Querkraftwiderstand in einer Verbundfuge berechnet werden als:

$$\tau_{\mathrm{Rdi}} = c_{\mathrm{v1}} \cdot f_{\mathrm{ctd}} + \mu_{\mathrm{v}} \cdot \sigma_{\mathrm{n}} \leq 0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \quad \text{(JA.7)}$$

Dabei darf ν mit 0,35 angesetzt werden.

JA.8.3 Torsion

(1) Die Festlegungen nach 8.3.4 dürfen auf Bauteile mit FRP-Bewehrung vorbehaltlich der folgenden Änderungen angewendet werden:

— f_{yd} wird ersetzt durch f_{ftd}, dabei sollte f_{ftd} begrenzt werden durch $f_{\mathrm{ftd}} \leq 0{,}004 \cdot E_{\mathrm{f}}$;

— $\cot\theta$ wird angesetzt als 1,0;

— ν wird angesetzt als 0,35;

— ρ_{i} wird durch das Verhältnis $E_{\mathrm{F}}/E_{\mathrm{s}}$ berücksichtigt.

JA.8.4 Durchstanzen

(1) Die Festlegungen nach 8.4.3 dürfen angewendet werden, sofern der Wert ρ_{l} der FRP-Längsbewehrung in Gleichung (8.78) um das Verhältnis $E_{\mathrm{fR}}/E_{\mathrm{s}}$ reduziert wird.

(2) Die Festlegungen nach 8.4.4 dürfen nicht auf Betonbauteile mit FRP-Bewehrung angewendet werden.

JA.8.5 Bemessung mit Stabwerkmodellen und Spannungsfeldern

(1) Die Bemessung mit Stabwerkmodellen und Spannungsfeldern für Betontragwerke mit FRP-Bewehrung ist nicht Gegenstand dieses Eurocodes.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

JA.9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) – Sonderregeln für FRP-Bewehrung

JA.9.1 Begrenzung der Rissbreiten

(1) Tabelle 9.2(NDP) in 9.2.1(6) gelten nicht für ausschließlich mit FRP-Bewehrung bewehrte Bauteile. Bei derartigen Bauteilen sollte ein Grenzwert für Risse von $w_{\mathrm{lim,cal}} = 0{,}4$ mm angewendet werden.

(2) Die für Stahlbewehrung maßgebenden Festlegungen nach 9.2.2(6), 9.2.3(3), 9.2.4(8) dürfen auf Beton mit FRP-Bewehrung angewendet werden, wenn in allen maßgebenden Gleichungen dieser Abschnitte der Wert von E_{s} durch E_{fR} ersetzt wird sowie A_{s} durch $A_{\mathrm{f}} \cdot (E_{\mathrm{fR}}/E_{\mathrm{s}})$ ersetzt wird.

JA.9.2 Begrenzung der Durchbiegungen

(1) Tabelle 9.3 in 9.3.2(1) sollte nicht für Tragwerke mit FRP-Bewehrung angewendet werden.

(2) Die für Stahlbewehrung maßgebenden Festlegungen nach 9.3.3(3), 9.3.4(8) dürfen auf Beton mit FRP-Bewehrung angewendet werden, wenn in allen maßgebenden Gleichungen dieser Abschnitte der Wert von E_{s} durch E_{fR} ersetzt wird.

JA.10 Ermüdung

(1) Dieser Eurocode enthält keine Regeln bezüglich Ermüdung bei Verwendung von FRP-Bewehrung.

JA.11 Bauliche Durchbildung von FRP-Bewehrung

JA.11.1 Stababstände

(1) Wenn der lichte Abstand zwischen FRP-Bewehrungsstäben $c_{\mathrm{s}} < 7{,}5 \cdot \phi$ ist, muss ein Abplatzen der Betondeckung verhindert werden, indem die Bemessungsdehnung in geraden Stäben auf $\varepsilon_{\mathrm{fRd}} \leq 0{,}003\,5$ begrenzt wird.

JA.11.2 Zulässige Biegerollendurchmesser für gebogene Stäbe

(1) Der Mindestdurchmesser, mit dem ein Stab gebogen werden darf, muss so beschaffen sein, dass Folgendes verhindert wird:

— Beschädigung der Bewehrung [siehe (2)]; und

— Betonversagen im Bereich der Stabbiegung (Druckversagen, Spalten oder Abplatzen der Bewehrungsdeckung), siehe (3) und (4).

(2) Der Biegerollendurchmesser der FRP-Bewehrung wird vom Lieferanten angegeben. Biegen vor Ort ist unzulässig.

Der Biegerollendurchmesser sollte mindestens Folgendem entsprechen:

— $\phi_{\mathrm{mand,min}} = 4\phi$ für $\phi \leq 16$ mm;

— $\phi_{\mathrm{mand,min}} = 7\phi$ für $\phi > 16$ mm.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Sofern gilt $f_{\text{ftd}} \leq 25 f_{\text{cd}}$ und $\gamma_{\text{C}} \leq 1{,}5$, darf der Nachweis des Betons im Bereich der Biegung entfallen bei:

— Bügeln in Übereinstimmung mit 12.3.3(4);

— standardmäßigen Haken- und Winkelhakenverankerungen nach Bild 11.6 bei einem lichten Abstand;

— $c_{\text{x}} \geq 1{,}5\phi$ von einem parallel zum Winkelhaken verlaufenden Rand und einem lichten Abstand zwischen den Stäben $c_{\text{s}} \geq 3\phi$ nach Bild 11.6c; und

— allen Winkelhaken mit einem Winkel $\alpha_{\text{bend}} \leq 45°$ bei einem lichten Abstand $c_{\text{x}} \geq 2{,}5\phi$ von einem parallel zum Winkelhaken verlaufenden Rand, einem lichten Abstand zwischen den Stäben $c_{\text{s}} \geq 5\phi$ und einer Länge $\geq 2\phi$ der geraden Abschnitte zwischen mehreren Winkelhaken.

(4) In Fällen, die nicht (3) entsprechen, sollte die Spannung im FRP-Stab σ_{ftd} nachgewiesen werden, um Betonversagen im Bereich der Biegung nach Gleichung (JA.8) zu vermeiden:

$$\sigma_{\text{f}} \leq 25 \cdot f_{\text{cd}} \tag{JA.8}$$

JA.11.3 Verankerung von FRP-Bewehrung unter Zug und Druck

(1) Die Festlegungen für die Verankerung nach 11.4 dürfen nur dann zur Bestimmung der Verankerungslängen von FRP-Bewehrung angewendet werden, wenn bei der Bestimmung der maßgebenden Parameter die Ergänzungen und Änderungen nach Anhang JA angewendet werden.

(2) Ausschließlich die Verankerungsverfahren nach Bild 11.2a), Bild 11.2b) und Bild 11.2c) in 11.4.1(6) dürfen für FRP-Bewehrung angewendet werden.

(3) Gleichung (JA.9) darf angewendet werden, um die Verankerungslänge von FRP-Bewehrung zu bestimmen:

$$l_{\text{bd}} = k_{\text{lb}} \cdot k_{\text{cp}} \cdot \emptyset \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{ftd}}}{217}\right)^{\eta_\sigma} \cdot \left(\frac{25}{f_{\text{ck}^*}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1{,}5.\phi}{c_d}\right)^{\frac{1}{2}} \geq 10\phi \tag{JA.9}$$

Dabei ist

$$f_{\text{ck}}^* = \left(\frac{\text{f}_{\text{bd,100a}}}{0{,}315}\right)^{1{,}5} \leq 1{,}1 \cdot f_{\text{ck}} \tag{JA.10}$$

l_{bd} muss ebenfalls begrenzt werden auf

$$l_{\text{bd}} \geq (\phi/4) \cdot \left(\sigma_{\text{ftd}}/f_{\text{bd,100a}}\right) \tag{JA.11}$$

ANMERKUNG Der Wert von $f_{\text{bd,100a}}$ darf mit 1,5 MPa angesetzt werden, sofern keine genaueren Angaben auf Grundlage von Herstellungsdaten verfügbar sind.

(4) Die Abminderung nach Gleichung (JA.12) beim Bemessungswert der Zugfestigkeit sollte bei einem gebogenen Stab berücksichtigt werden oder bei Verankerung der FRP-Bewehrung mit Winkelhaken oder Haken nach 11.4.4:

$$f_{\text{ftd}}{}^* = \left(0{,}3 + 0{,}05 \cdot \frac{r_{\text{f}}}{d_{\text{f}}}\right) \cdot f_{\text{ftd}} \leq f_{\text{ftd}} \tag{JA.12}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Die Festlegungen nach Gleichung (JA.12) dürfen nur angewendet werden, wenn:

— der Biegeradius innerhalb des Bereichs $3 \cdot d_{\mathrm{f}} \leq r_{\mathrm{f}} \leq 4 \cdot d_{\mathrm{f}}$ liegt; und

— der Stabdurchmesser $d_{\mathrm{f}} \leq 25\mathrm{mm}$ ist.

(5) Die folgenden Abschnitte sollten nicht auf FRP-Bewehrung angewendet werden: 11.4.4, 11.4.5, 11.4.6, 11.4.7.

(6) Die Festlegungen für Stöße nach 11.5 sollten nur auf FRP-Bewehrung in Übereinstimmung mit den Festlegungen nach Anhang JA angewendet werden.

(7) Stöße von FRP-Bewehrung zu FRP-Bewehrung oder zu anderen Bewehrungsarten müssen in Bereichen angeordnet werden, in denen die Spannung in der Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit kleiner als 80 % der Bemessungsfestigkeit ist und die Dehnung in der FRP-Bewehrung kleiner als 0,006 ist.

(8) Tabelle 11.3 sollte nur auf Bauteile mit FRP-Bewehrung in Übereinstimmung mit den Festlegungen nach Anhang JA angewendet werden.

JA.12 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Betonfertigteilen

(1) Sofern keine Angaben aus Herstellungsdaten zur Verfügung stehen, gilt Abschnitt 13 zu Stahlbewehrung nicht für FRP-Bewehrung.

JA.13 Tragwerke aus gering bewehrtem Beton

(1) Dieser Eurocode enthält keine Regeln bezüglich Tragwerken aus gering bewehrtem Beton, bei denen FRP-Bewehrung verwendet wird.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang K
(normativ)

Brücken

K.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser normative Anhang enthält zusätzliche Festlegungen für Brücken.

K.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Die Festlegungen nach Abschnitt 1 bis Abschnitt 14 und nach Anhang A bis Anhang Q gelten für Brücken, sofern in diesem normativen Anhang nicht anders festgelegt.

K.3 Normative Verweisungen

ANMERKUNG Siehe Abschnitt 2.

K.4 Begriffe und Symbole

ANMERKUNG Siehe Abschnitt 3.

K.5 Grundlagen für die Tragwerksplanung

ANMERKUNG Siehe Abschnitt 4.

K.6 Baustoffe

ANMERKUNG Siehe Abschnitt 5.

K.7 Dauerhaftigkeit

(1) Die folgenden Abschnitte ergänzen Abschnitt 6 mit spezifischen Festlegungen für Brücken.

(2) Wenn Tausalze verwendet werden, sollten die exponierten Betonoberflächen, die sich oberhalb der Fahrbahn, an diese angrenzend und im Boden darunter befinden, als von Tausalzen nach Bild K.1 betroffen gelten.

ANMERKUNG Die Maße und Abstände der Bereiche I und II entsprechen Bild K.1, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Maße in Meter

a) Straßenbrücken

b) Straßentunnel mit Bereich I ☐ und Bereich II ☐

Legende

1	Bereich I:	XD3 + XF4
2	Bereich II:	XD1 + XF2
3	Bereich III:	XC3
4		Verkehrsrichtung
a		Abstand zur Oberfläche des Baugrunds in a)

Bild K.1 — Expositionsklassen XD für Bauwerke entlang Straßen

(3) Bei Brückenüberbauten, die Chloriden aus Tausalzen ausgesetzt sind, sollte eine Abdichtungsmembran angeordnet werden. Brückenüberbauten, die durch Abdichtungsmembranen geschützt sind, dürfen den folgenden Expositionsklassen zugeordnet werden:

— XD1: Oberfläche eines Brückenüberbaus;

— XD3: Innenseite, Oberseite und Außenseite von Schrammborden;

— XD3: Oberflächen unter Dilatationsfugen, die direkt von tausalzhaltigem Wasser betroffen sind.

ANMERKUNG Horizontale und vertikale Oberflächen, die im Bereich I liegen, werden als XD3 und XF4 betrachtet, horizontale und vertikale Oberflächen, die im Bereich II liegen, werden als XD1 und XF2 betrachtet, Oberflächen in einem Hohlkastenabschnitt in Bereich III werden als XC3 betrachtet und die Maße und Abstände der Bereiche I und II entsprechen den Angaben in Bild K.1, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

K.8 Statische Berechnung

(1) 7.2.2(4) und 7.2.3(6) dürfen nicht angewendet werden.

K.9 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS)

ANMERKUNG Siehe Abschnitt 8.

K.10 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

(1) 9.3.2 und 9.3.3 sowie die Werte für Gebäude nach Tabelle 9.4 dürfen nicht angewendet werden. Zusätzlich zu Abschnitt 9 müssen die folgenden, spezifisch für Brücken geltenden Absätze angewendet werden.

(2) Für vorübergehende Phasen (Bauausführung oder Instandhaltung) sollten die Rissbreiten auf 0,5 mm bei quasi-ständiger Lastkombination begrenzt werden. Wenn unter häufigen Einwirkungskombinationen nach Tabelle 9.2(NDP) auch die Dekompression überprüft werden muss, sollte entweder die Dekompression oder die auf f_{ctm} begrenzte Zugspannung überprüft werden.

(3) Zusätzlich zu Tabelle 9.4 darf bei Brücken zusätzliche Dämpfung durch Fahrbahnbelag, Geländer und andere nichttragende Bauteile auf Grundlage von versuchsgestützten Nachweisen berücksichtigt werden.

K.11 Ermüdungsnachweis über schadensäquivalente Spannungsschwingbreiten

(1) Die folgenden Abschnitte ergänzen Abschnitt 10 und E.4 um Festlegungen für den brückenspezifischen, schadensäquivalenten Ermüdungsnachweis.

K.11.1 Allgemeines

(1) prEN 1991-2 enthält die massgebenden Ermüdungslastmodelle für Ermüdungsnachweise von Brücken unter Anwendung des Verfahrens der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite (FLM3 bei Straßenbrücken, LM71 bei Eisenbahnbrücken), und prEN 1990 enthält Verfahren zur Berechnung der äquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{\mathrm{S,equ}}$ für Überbauten von Straßen- und Eisenbahnbrücken.

K.11.2 Nachweis für Bewehrung

(1) Für Straßen- und Eisenbahnbrücken sollte die schadensäquivalente Spannungsschwingbreite für den Nachweis der Bewehrung in Gleichung (E.1) nach Gleichung (K.1) berechnet werden:

$$\Delta\sigma_{\mathrm{s,equ}} = \Delta\sigma_{\mathrm{s,Ec}} \cdot \lambda_{\mathrm{s}} \tag{K.1}$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{\mathrm{s,Ec}}$ die Spannungsschwingbreite der Bewehrung, verursacht durch die folgenden Ermüdungslastmodelle:

Für Straßenbrücken: basierend auf der Lastkombination nach 10.2 mit Ermüdungslastmodell 3 (FLM3) nach prEN 1991-2, wobei die Achslasten um folgende Faktoren erhöht sind:

— 1,75 für den Nachweis an Zwischenauflagern in Durchlaufträgerbrücken;

— 1,40 für den Nachweis in anderen Bereichen.

Für Eisenbahnbrücken: Lastmodell 71 (sowie erforderlichenfalls SW/0) nach prEN 1991-2;

λ_{s} der schadensäquivalente Faktor für Ermüdung.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Der Korrekturfaktor λ_s spiegelt den Einfluss der Stützweite, des jährlichen Verkehrsaufkommens, der geplanten Nutzungsdauer, von Mehrspurigkeit/Mehrgleisigkeit wider und darf nach Gleichung (K.2) berechnet werden:

$$\lambda_s = \varphi \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \tag{K.2}$$

Dabei ist

$\lambda_{s,1}$ ein Faktor zur Berücksichtigung der Art des Bauteils (z. B. Durchlaufträger), der die schädigende Auswirkung des Verkehrs in Abhängigkeit von der kritischen Länge der Einflusslinie oder -fläche berücksichtigt;

$\lambda_{s,2}$ ein Faktor zur Berücksichtigung des Verkehrsaufkommens;

$\lambda_{s,3}$ ein Faktor zur Berücksichtigung der geplanten Nutzungsdauer der Brücke;

$\lambda_{s,4}$ ein Faktor, der anzuwenden ist, wenn das tragende Bauteil durch mehr als ein(en) Fahrstreifen/Gleis belastet wird;

φ gleich dem schadensäquivalenten Stoßfaktor φ_{fat}, bestimmt durch die Oberflächenrauigkeit, nach prEN 1991-2, Anhang B, für Straßenbrücken bzw. dem dynamischen Faktor ϕ nach prEN 1991-2 für Eisenbahnbrücken.

(3) Für Straßenbrücken sollte $\lambda_{s,1}$ nach Bild K.2 und Bild K.3 bestimmt werden, um die kritische Länge der Einflusslinie und die Form der *S-N*-Kurve zu berücksichtigen.

Nachweis in der Zwischenauflagerfläche

Legende

1 Mechanische Verbindungen für Betonstahl
2 gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren
3 Betonstahl (gerade und gebogen); Vorspannung im sofortigen Verbund (alle); Spannglieder (Litze in Kunststoffhüllrohren oder gerade Spannglieder in Stahlhüllrohren)
X kritische Länge der Einflusslinie [m]

ANMERKUNG λ_{s1}-Werte für dazwischen liegende Werte $\Delta\sigma_{Rsk}$ können interpoliert werden.

Bild K.2 — $\lambda_{s,1}$-Wert für den Ermüdungsnachweis in der Zwischenauflagerbereich von Straßenbrücken

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Nachweis im Feld und für die Fahrbahnplatte

Legende

1) Mechanische Verbindungen für Betonstahl
2) gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren
3) Betonstahl (gerade und gebogen); Vorspannung im sofortigen Verbund (alle); Spannglieder (Litze in Kunststoffhüllrohren oder gerade Spannglieder in Stahlhüllröhren)
4) Querkraftbewehrung

a) Durchlaufträger
b) Einfeldträger
c) Fahrbahnplatte

X kritische Länge der Einflusslinie [m]
Y λ_{s1}

ANMERKUNG λ_{s1}-Werte für dazwische liegende Werte $\Delta\sigma_{Rsk}$ können interpoliert werden.

Bild K.3 — $\lambda_{s,1}$-Wert für den Ermüdungsnachweis im Feld und für lokale Bauteile von Straßenbrücken

(4) Bei Eisenbahnbrücken dient $\lambda_{s,1}$ zur Berücksichtigung der kritischen Länge der Einflusslinie und der Verkehrszusammensetzung. Die Werte von $\lambda_{s,1}$ für Regelverkehr und Schwerverkehr dürfen Tabelle K.1 entnommen werden. Die Werte wurden auf Grundlage eines konstanten Verhältnisses von Biegemomenten zu Spannungsschwingbreiten berechnet.

Die für Mischverkehr angegebenen Werte entsprechen der Kombination von Zugarten nach prEN 1991-2, Anhang F.

Die Werte von $\lambda_{s,1}$ für eine kritische Länge der Einflusslinie zwischen 2 m und 20 m dürfen nach Gleichung (K.3) ermittelt werden:

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2\text{ m}) + [\lambda_{s,1}(20\text{ m}) - \lambda_{s,1}(2\text{ m})] \cdot (\lg L - 0{,}3) \quad \text{(K.3)}$$

Dabei ist

L die kritische Länge [m] der Einflusslinie;

$\lambda_{s,1}(2\text{ m})$ der Wert $\lambda_{s,1}$ für $L = 2$ m;

$\lambda_{s,1}(20\text{ m})$ der Wert $\lambda_{s,1}$ für $L = 20$ m.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle K.1 — $\lambda_{s,1}$-Werte für gelenkig gelagerte und durchlaufende Bauteile von Eisenbahnbrücken

a) Gelenkig gelagerte Bauteile				b) Durchlaufende Bauteile (Innenfeld)			
	L [m]	*STM*	*HTM*		L [m]	*STM*	*HTM*
(1)	≤ 2	0,90	0,95	(1)	≤ 2	0,95	1,05
	≥ 20	0,65	0,70		≥ 20	0,50	0,55
(2)	≤ 2	1,00	1,05	(2)	≤ 2	1,00	1,15
	≥ 20	0,70	0,70		≥ 20	0,55	0,55
(3)	≤ 2	1,25	1,35	(3)	≤ 2	1,25	1,40
	≥ 20	0,75	0,75		≥ 20	0,55	0,55
(4)	≤ 2	0,80	0,85	(4)	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,40	0,40		≥ 20	0,35	0,30
c) Durchlaufende Bauteile (Endfeld)				**d) Durchlaufende Bauteile (Zwischenauflagerbereich)**			
	L [m]	*STM*	*HTM*		L [m]	*STM*	*HTM*
(1)	≤ 2	0,90	1,00	(1)	≤ 2	0,85	0,85
	≥ 20	0,65	0,65		≥ 20	0,70	0,75
(2)	≤ 2	1,05	1,15	(2)	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,65	0,65		≥ 20	0,70	0,75
(3)	≤ 2	1,30	1,45	(3)	≤ 2	1,10	1,10
	≥ 20	0,65	0,70		≥ 20	0,75	0,80
(4)	≤ 2	0,80	0,90	(4)	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,35	0,35		≥ 20	0,35	0,40

STM Regelverkehr

HTM Schwerverkehr

(1) Betonstahl; Vorspannung im sofortigen Verbund (alle); Spannglieder (Spannglieder in Kunststoffhüllrohren und gerade Spannglieder in Stahlhüllrohren);

(2) Spannglieder (gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren); Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie), wobei $k_{f1} = 3$, $k_{f2} = 7$ und $N^* = 10^6$ (Werte dürfen für andere Werte k_{f1} und k_{f2} oder N^* geändert werden);

(3) Kopplungen (Spannstahl); Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie), wobei $k_{f1} = 5$, $k_{f2} = 5$ und $N^* = 10^6$ (Werte dürfen für andere Werte k_{f1} und k_{f2} oder N^* geändert werden);

(4) Mechanische Verbindungen (Betonstahl); geschweißte Stäbe, einschließlich Heftschweißen und Stumpfstößen; Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie), wobei $k_{f1} = 3$, $k_{f2} = 5$ und $N^* = 10^7$ (Werte dürfen für andere Werte k_{f1} und k_{f2} oder N^*) geändert werden.

ANMERKUNG Zwischen den angegebenen L-Werten nach Gleichung (K.4) kann interpoliert werden.

(5) In Tabelle K.1 werden keine Werte von $\lambda_{s,1}$ für Nahverkehr angegeben. Für Brücken, die zur Aufnahme von Nahverkehr bemessen sind, dürfen die anzuwendenden Werte für $\lambda_{s,1}$ entweder auf den Werten nach Tabelle K.1 für Regelverkehr oder auf Werten aus genaueren Berechnungen basieren.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) Für Straßenbrücken spiegelt $\lambda_{s,2}$ den Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens wider und darf, auch abhängig von der Verkehrsart, nach Gleichung (K.4) berechnet werden:

$$\lambda_{s,2} = \overline{Q} \cdot \sqrt[k_{f2}]{\frac{N_{obs}}{2{,}0 \cdot 10^6}} \tag{K.4}$$

Dabei ist

N_{obs} die Anzahl der Lastkraftwagen je Jahr nach prEN 1991-2:2018, Tabelle 6.5;

k_{f2} die Neigung der aus Tabelle K.1 und Tabelle K.2 zu entnehmenden massgebenden Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie);

$\overline{Q}$ ein Faktor für die Verkehrsart nach Tabelle K.2.

Tabelle K.2 — Faktoren für Verkehrsarten von Straßenbrücken

Neigung der Ermüdungsfestigkeits-kurve (Wöhlerlinie)	$\overline{Q}$-Faktor für die Verkehrsart (siehe EN 1991-2:2003 + AC:2010, Tabelle 4.7)		
	Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
$k_{f2} = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_{f2} = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_{f2} = 9$	1,0	0,94	0,82

(7) Für Eisenbahnbrücken spiegelt $\lambda_{s,2}$ den Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens wider. $\lambda_{s,2}$ darf nach Gleichung (K.5) berechnet werden:

$$\lambda_{s,2} = \sqrt[k_{f2}]{\frac{\mathrm{Vol}}{25 \cdot 10^6}} \tag{K.5}$$

Dabei ist

Vol das Verkehrsaufkommen (Tonnen/Jahr/Gleis);

k_{f2} die Neigung der aus Tabelle K.1 und Tabelle K.2 zu entnehmenden massgebenden Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie).

(8) $\lambda_{s,3}$ spiegelt den Einfluss der Nutzungsdauer wider und darf nach Gleichung (K.6) berechnet werden:

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_{f2}]{\frac{N_{years}}{100}} \tag{K.6}$$

Dabei ist

N_{years} die geplante Nutzungsdauer der Brücke;

k_{f2} die Neigung der aus Tabelle K.1 und Tabelle K.2 zu entnehmenden massgebenden Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(9) Bei Straßenbrücken spiegelt $\lambda_{s,3}$ den Einfluss von Mehrspurigkeit/Mehrgleisigkeit wider und darf nach Gleichung (K.7) berechnet werden:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_{f2}]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \tag{K.7}$$

Dabei ist

$N_{obs,i}$ die Anzahl der Lastkraftwagen, die auf dem Fahrstreifen *i* je Jahr zu erwarten sind;

$N_{obs,1}$ die Anzahl der Lastkraftwagen auf dem LKW-Fahrstreifen je Jahr.

(10) Bei Eisenbahntragwerken, die mehrere Gleise tragen, sollte die Ermüdungsbelastung auf maximal zwei Gleise in den ungünstigsten Stellungen aufgebracht werden (siehe prEN 1991-2). Die Auswirkung der Belastung von zwei Gleisen darf nach Gleichung (K.8) berechnet werden:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_{f2}]{n_{st} + (1-n_{st}) \cdot s_1^{k_{f2}} + (1 - n_{st}) \cdot s_2^{k_{f2}}} \tag{K.8}$$

Dabei ist

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}} \tag{K.9}$$

$$s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}} \tag{K.10}$$

Dabei ist

n_{st} der Anteil des Verkehrs, der die Brücke gleichzeitig überquert (empfohlener Wert $n = 0{,}12$);

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ die Spannungsschwingbreite im zu überprüfenden Querschnitt bei Betrachtung des Lastmodells 71 auf einem Gleis;

$\Delta\sigma_{1+2}$ die Spannungsschwingbreite in demselben Querschnitt bei Betrachtung des Lastmodells 71 auf beliebigen zwei Gleisen nach prEN 1991-2;

k_{f2} die Neigung der massgebenden Ermüdungsfestigkeitskurve nach Tabelle K.1 und Tabelle K.2.

Wenn unter Verkehrslasten auf einem Gleis ausschließlich Druckspannungen auftreten, sollte der entsprechende Wert $s_j = 0$ betragen.

K.11.3 Nachweis für Beton

(1) Für Eisenbahnbrücken sollten die oberen und unteren Spannungen der in Gleichung (E.7) verwendeten schadensäquivalenten Spannungsamplitude nach Gleichung (K.11) berechnet werden:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,max,equ} &= \gamma_{F,f} \cdot (\sigma_{c,perm} + \lambda_c\,(\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm})) \\ \sigma_{cd,min,equ} &= \gamma_{F,f} \cdot (\sigma_{c,perm} - \lambda_c\,(\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71})) \end{aligned} \tag{K.11}$$

Dabei ist

$\sigma_{c,perm}$ die Druckspannung im Beton, die durch die charakteristische Einwirkungskombination verursacht wird, ohne Lastmodell 71;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$\sigma_{c,max,71}$ die maximale Druckspannung, die durch die charakteristische Einwirkungskombination verursacht wird, einschließlich Lastmodell 71 und des dynamischen Faktors Φ nach prEN 1991-2;

$\sigma_{c,min,71}$ die geringste Druckspannung unter der charakteristischen Einwirkungskombination, einschließlich Lastmodell 71 und des dynamischen Faktors Φ nach prEN 1991-2;

λ_c ein Korrekturfaktor zur Berechnung der oberen und unteren Spannungen des schadensäquivalenten Spannungsspektrums aus den Spannungen, die durch das Lastmodell 71 verursacht werden.

ANMERKUNG $\sigma_{c,perm}$, $\sigma_{c,max,71}$ und $\sigma_{c,min,71}$ schließen keine anderen veränderlichen Einwirkungen ein (z. B. Wind, Temperatur usw.).

(2) Der Korrekturfaktor λ_c berücksichtigt die ständige Spannung, die Stützweite, das jährliche Verkehrsaufkommen, die geplante Nutzungsdauer und mehrere Gleise. Er sollte nach Gleichung (K.12) berechnet werden:

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2,3} \cdot \lambda_{c,4} \tag{K.12}$$

Dabei ist

$\lambda_{c,0}$ ein Faktor zur Berücksichtigung der ständigen Spannung;

$\lambda_{c,1}$ ein Faktor zur Berücksichtigung der Art des Bauteils (z. B. durchlaufender Balken), der die schädigende Auswirkung des Verkehrs in Abhängigkeit von der kritischen Länge der Einflusslinie oder -fläche berücksichtigt;

$\lambda_{c,2,3}$ ein Faktor zur Berücksichtigung des Verkehrsaufkommens und der geplanten Nutzungsdauer der Brücke;

$\lambda_{c,4}$ ein Faktor, der anzuwenden ist, wenn das tragende Bauteil durch mehr als ein Gleis belastet wird.

(3) $\lambda_{c,0}$ spiegelt den Einfluss der ständigen Spannung wider und darf nach Gleichung (K.13) berechnet werden:

$$\lambda_{c,0} = 0{,}94 + 0{,}2\frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \qquad \text{für die Druckzone} \tag{K.13}$$

$\lambda_{c,0} = 1$ für die vorgedrückte Zugzone (einschließlich Vorspannungsauswirkung).

(4) $\lambda_{c,1}$ ist eine Funktion der kritischen Länge der Einflusslinie und des Verkehrs. Für Regelverkehr und Schwerverkehr darf sie Tabelle K.3 entnommen werden.

Die Werte von $\lambda_{c,1}$ für kritische Längen der Einflusslinien zwischen 2 m und 20 m dürfen nach Gleichung (K.3) ermittelt werden, wobei $\lambda_{s,1}$ durch $\lambda_{c,1}$ ersetzt wird.

(5) $\lambda_{c,2,3}$ spiegelt den Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens und der geplanten Nutzungsdauer wider und darf nach Gleichung (K.14) berechnet werden:

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8}\lg\left[\frac{\text{Vol}}{25 \cdot 10^6}\right] + \frac{1}{8}\lg\left[\frac{N_{years}}{100}\right] \tag{K.14}$$

Dabei ist

Vol das Verkehrsaufkommen (Tonnen/Jahre/Gleis);

N_{years} die geplante Nutzungsdauer der Brücke.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) $\lambda_{c,4}$ spiegelt die Auswirkung der Belastung von mehr als einem Gleis wider. Bei Tragwerken, die mehrere Gleise tragen, sollte die Ermüdungsbelastung auf maximal zwei Gleise in den ungünstigsten Stellungen aufgebracht werden (siehe prEN 1991-2). Die Auswirkung der Belastung von zwei Gleisen darf nach Gleichung (K.15) berechnet werden:

$$\lambda_{c,4} = 1 + (1/8)\lg n_{st} \geq 0{,}54 \qquad \text{für } a \leq 0{,}8 \tag{K.15a}$$

$$\lambda_{c,4} = 1 \qquad \text{für } a > 0{,}8 \tag{K.15b}$$

$$\text{with } a = \frac{\max\{|\sigma_{c1}|;|\sigma_{c2}|\}}{|\sigma_{c1+2}|} \tag{K.16}$$

Dabei ist

n_{st} der Anteil des Verkehrs, der die Brücke gleichzeitig überquert (empfohlener Wert $n = 0{,}12$);

σ_{c1}, σ_{c2} die Druckspannung, die durch das Lastmodell 71 auf einem Gleis hervorgerufen wird, einschließlich des dynamischen Faktors für Lastmodell 71 nach prEN 1991-2;

σ_{c1+2} die Druckspannung, die durch das Lastmodell 71 auf zwei Gleisen hervorgerufen wird, einschließlich des dynamischen Faktors für Lastmodell 71 nach prEN 1991-2.

(7) In Tabelle K.3 werden keine Werte von $\lambda_{c,1}$ für Nahverkehr angegeben. Für Brücken, die zur Aufnahme von Nahverkehr bemessen sind, dürfen die anzuwendenden Werte für $\lambda_{c,1}$ entweder auf den Werten nach Tabelle K.3 für Regelverkehr oder auf Werten aus genaueren Berechnungen basieren.

Tabelle K.3 — $\lambda_{c,1}$-Werte für gelenkig gelagerte und durchlaufende Bauteile von Eisenbahnbrücken

a) Gelenkig gelagerte Bauteile				**b) Durchlaufende Bauteile (Innenfeld)**			
	L [m]	*STM*	*HTM*		*L* [m]	*STM*	*HTM*
(1)	≤ 2	0,70	0,70	(1)	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,75	0,75		≥ 20	0,55	0,55
(2)	≤ 2	0,95	1,00	(2)	≤ 2	1,05	1,15
	≥ 20	0,90	0,90		≥ 20	0,65	0,70
c) Durchlaufende Bauteile (Endfeld)				**d) Durchlaufende Bauteile (Zwischenauflagerbereich)**			
	L [m]	*STM*	*HTM*		*L* [m]	*STM*	*HTM*
(1)	≤ 2	0,75	0,80	(1)	≤ 2	0,70	0,75
	≥ 20	0,70	0,70		≥ 20	0,85	0,85
(2)	≤ 2	1,10	1,20	(2)	≤ 2	1,10	1,15
	≥ 20	0,70	0,70		≥ 20	0,80	0,85

STM – Regelverkehr
HTM – Schwerverkehr
(1) Druckzone;
(2) vorgedrückte Zugzone.

ANMERKUNG Eine Interpolation zwischen den angegebenen *L*-Werten nach Gleichung (K.3) ist zulässig, wobei $\lambda_{s,1}$ durch $\lambda_{c,1}$ ersetzt wird.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

K.12 Bauliche Durchbildung von Bewehrung und Spanngliedern

ANMERKUNG Siehe Abschnitt 11.

K.13 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Konstruktionsregeln

K.13.1 Allgemeines

(1) 12.9 darf nicht angewendet werden. Die folgenden Abschnitte ergänzen Abschnitt 12 mit spezifischen Festlegungen für Brücken und besondere Arten von Brücken.

(2) Hohlräume in tragenden Bauteilen sollten entwässert sein.

K.13.2 Regeln für die Mindestbewehrung

(1) Sprödbruchversagen von Brücken infolge des Querschnittsverlusts der Vorspannung (z. B. infolge von Korrosion) sollte verhindert werden. Verfahren a) oder b) darf angewendet werden:

a) Es wird überprüft, dass das Tragwerk mit der verbleibenden Vorspannung einen ausreichenden Widerstand für die Verkehrslastkombination aufweist. Die Anforderung darf mit dem folgenden Verfahren nachgewiesen werden:

   (i) Die maximalen positiven und negativen Biegemomente in jedem Feld infolge der häufigen Einwirkungskombination $M_{\mathrm{Ed,freq}}$ werden berechnet.

   (ii) Die reduzierte Querschnittsfläche der Vorspannung $A_{\mathrm{p,red}}$ und die entsprechenden Resultierenden der Vorspannungslast werden bestimmt, die die Zugspannung an der am stärksten gezogenen Faser den Wert f_{ctm} erreichen lässt, wenn der Querschnitt $M_{\mathrm{Ed,freq}}$ ausgesetzt ist. Sofortige und langfristige Vorspannungsverluste sollten berücksichtigt werden.

   (iii) Berechnung des Gesamtbiegewiderstands $M_{\mathrm{Rd,red}}$ des Querschnitts mit reduzierter Spannstahlquerschnittsfläche $A_{\mathrm{P,red}}$ sowie des Betonstahls unter Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe für außergewöhnliche Bemessungssituationen.

   (iv) Es wird überprüft, dass $M_{\mathrm{Rd,red}} \geq M_{\mathrm{Ed,freq}}$.

b) Es wird sichergestellt, dass ausreichend Längsbewehrung vorhanden ist, um den Verlust des Widerstands auszugleichen, wenn die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird und der Querschnitt reißt.

Bei Auftreten von Zugspannungen an beliebiger Stelle im Querschnitt bei charakteristischer Lastkombination [unter Vernachlässigung statisch bestimmter Auswirkungen der Vorspannung, jedoch einschließlich statisch unbestimmter Auswirkungen, siehe 7.6.1(1)] sollte die Längsbewehrung mindestens Folgendem entsprechen:

$$A_{\mathrm{s,min}} = \frac{M_{\mathrm{rep}}}{z \cdot f_{\mathrm{yk}}} \tag{K.17}$$

Dabei ist

M_{rep} das Rissmoment mit einer Zugspannung auf der am stärksten gezogenen Faser $\sigma_{\mathrm{c}} = f_{\mathrm{ctm}}$ bei einem Querschnitt ohne Berücksichtigung der Vorspannung. In der Fuge von Fertigteilsegmenten ist $M_{\mathrm{rep}} = 0$;

z der Hebelarm im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bezogen auf den Betonstahl.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

K.13.3 Brücken mit externen Spanngliedern oder internen Spanngliedern ohne Verbund

(1) Spannglieder für externe Vorspannung sollten inspizierbar und austauschbar sein. Bei internen Spanngliedern ohne Verbund sollten die Verankerungen inspizierbar sein und die Planungsunterlagen des Bauvorhabens (Projektbasis) sollten angeben, ob die Spannglieder austauschbar sein sollten, wie in (2) festgelegt.

(2) Brücken sollten überprüft werden, um sicherzustellen, dass jedes beliebige externe Spannglied und, falls in der Projektbasis angegeben, jedes beliebige Spannglied ohne Verbund ausgetauscht werden kann. Eine projektspezifische Lastkombination mit zulässigen Nutzlasten (Verkehr) sollte für den Austausch festgelegt werden.

(3) Bei der Bemessung von Bauteilen für die Verankerung und Umlenkung von externen Spanngliedern sollten Umlenkkräfte mit einer Winkeltoleranz von $\Delta\alpha = \pm 3°$ berücksichtigt werden.

(4) Das Risiko von Schwingungen externer Spannglieder, die zwischen Befestigungen der Spanngliedern durch Verkehrslasten hervorgerufen werden, sollte durch geeignete bauliche Durchbildung der Spanngliedbefestigungen begrenzt werden. Ohne genauerere Berechnung sollte der Abstand der Spanngliedbefestigungen auf 12 m bei Eisenbahnbrücken und auf 18 m bei Straßenbrücken begrenzt werden.

K.13.4 Schrägseil-, Extradosed- und Hängebrücken

(1) Bei Schrägseilkabeln und Extradosed-Kabeln für Bauteile und Tragwerke sollten die allgemeinen Festlegungen nach prEN 1990:2020, Anhang A.2, angewendet werden.

(2) Bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sollte der Bemessungswert des Zugwiderstands nach prEN 1993-1-11 angenommen werden.

(3) Die folgenden Regeln gelten für Vorspannkabel, die sich über oder unter dem Brückenüberbau erstrecken und in denen:

— die Schwankungen der Zugspannung unter häufigen Verkehrslasten weniger als 100 MPa betragen;

— die Schwingungen durch Wind vernachlässigbar sind.

(4) Die maximale Zugspannung unter den charakteristischen Kombinationen im SLS sollte Folgendem entsprechen:

$$\max \sigma_{\text{cable}} \leq 0{,}60\sigma_{\text{uk}} \qquad \text{wenn } \Delta\sigma_{\text{freq}} \leq 50 \text{ MPa} \tag{K.18}$$

$$\max \sigma_{\text{cable}} \leq 0{,}46 \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_{\text{freq}}}{140 \text{ MPa}}\right)^{-0{,}25} \cdot \sigma_{\text{uk}} \qquad \text{wenn } 50 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{\text{freq}} \leq 100 \text{ MPa} \tag{K.19}$$

Dabei ist

σ_{uk} die charakteristische Zugfestigkeit des Kabels: $\sigma_{\text{uk}} = F_{\text{uk}}/A_{\text{m}}$;

$\Delta\sigma_{\text{freq}}$ die Schwankung der Zugspannung unter häufigen Verkehrslasten.

(5) Wenn Kabel als Hänger zum Aufhängen des Überbaus von Stabbogenbrücken verwendet werden, sollten die Reihenfolge der Aufbringung der Zugspannung und das Vorspannungsniveau nach Verlusten sicherstellen, dass unter der charakteristischen Kombination im SLS eine Restspannung von mindestens 100 MPa in allen Hängern vorliegt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

K.14 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Betonfertigteilen

(1) 13.6, 13.7.1(9), (11), (12), (13), 13.7.3 und 13.7.4 gelten nicht. Die folgenden Abschnitte ergänzen Abschnitt 13 mit spezifischen Festlegungen für Brücken.

(2) Im Fall einer Segmentbauweise mit Fertigteilen und ohne im Verbund liegende, interne Spannglieder im Zuggurt muss die Auswirkung der Fugenöffnung im ULS berücksichtigt werden. Ohne genauerere Berechnung sollte unter diesen Bedingungen angenommen werden, dass die Kraft im Zuggurt unverändert bleibt, nachdem sich die Fugen geöffnet haben. Daraus folgt, dass sich bei ansteigender aufgebrachter Last und geöffneten Fugen (Bild K.4) die Neigung θ des Druckspannungsfelds im Beton im Steg erhöht. Die verfügbare Querschnittshöhe des Betons für die Ausbreitung des Druckspannungsfeldes im Steg sinkt auf einen Wert von z_{red} [siehe Gleichung (K.20)]. Der Querkrafttragwiderstand darf in Übereinstimmung mit 8.2.3 durch die Annahme eines θ-Wertes berechnet werden, der sich aus dem Mindestwert der Resthöhe z_{red} ableitet.

$$z_{\mathrm{red}} = \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{b_{\mathrm{w}} \cdot \nu \cdot f_{\mathrm{cd}}} (\cot\theta + \tan\theta) \tag{K.20}$$

Die Vorspannkraft sollte, falls nötig, erhöht werden, so dass bei einer Kombination von Biegemoment und Querkraft im ULS die Fugenöffnung auf den Wert $h - z_{\mathrm{red}}$ begrenzt ist, wie vorstehend berechnet.

ANMERKUNG Der Mindestwert von z_{red} beträgt $0{,}5h$, sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein abweichender Wert angegeben ist.

(3) Querkraftbewehrung sollte innerhalb eines Abstands $z_{\mathrm{red}} \cdot \cot\theta$ zu beiden Fugenrändern vorgesehen werden, der jedoch nicht größer als die Segmentlänge ist, mit einer Fläche je Längeneinheit nach Gleichung (K.21):

$$\frac{A_{\mathrm{sw}}}{s} = \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{z_{\mathrm{red}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} \cdot \cot\theta} \tag{K.21}$$

Legende

1 Achsen der theoretischen Zugstrebe
2 Achsen der theoretischen Druckstreben
3 Zuggurt des Balkens (externes Spannglied)
4 Feld A: Anordnung der Bügel mit $\theta_{\max}$ ($\cot\theta = 1{,}0$)
5 Feld B: Anordnung der Bügel mit $\theta_{\min}$ ($\cot\theta = 2{,}5$)

Bild K.4 — Diagonale Druckspannungsfelder über die Segmentfuge im Steg

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Im Fall einer Segmentbauweise mit vorgefertigten Kastenelementen und ohne intern im Verbund liegende Vorspannung in der Zugzone sollte die Öffnung einer Fuge über die Dicke des zugehörigen Gurts hinaus nicht zulässig sein, sofern kein ausreichender Widerstand mit einem genaueren Bemessungsmodell zur Berücksichtigung dieser Öffnung der Fuge nachgewiesen werden kann.

ANMERKUNG Ein derartiges Ausmaß der Fugenöffnung führt zu einer wesentlichen Modifikation des Torsionswiderstandsmechanismus.

K.15 Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton

ANMERKUNG Siehe Abschnitt 14.

K.16 Anhang A bis Anhang O

ANMERKUNG Siehe Anhang A bis Anhang O.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang L
(informativ)

Tragwerke aus Stahlfaserbeton

L.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält ergänzende Regeln für Tragwerke aus Stahlfaserbeton (SFRC). Die Festlegungen nach diesem Eurocode gelten für Betonbauteile mit SFRC, sofern sie nicht in diesem Anhang L modifiziert werden.

ANMERKUNG Die nationalen Festlegungen zur Anwendung dieses informativen Anhangs sind in einem Nationalen Anhang angegeben. Enthält ein Nationaler Anhang keine Angaben zur Anwendung dieses informativen Anhangs, kann er angewendet werden.

L.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser informative Anhang behandelt die Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, die Stahlfaserbeton (SFRC) mit oder ohne Betonstahl, Vorspannung im sofortigen Verbund oder Spannglieder enthalten.

(2) Dieser informative Anhang gilt für Normalbeton und Schwerbeton in Form von Fertigbeton oder Ortbeton nach 5.1.1.

ANMERKUNG Bodenplatten, die nicht für die Stabilität der Struktur erforderlich sind (z. B. Industrieböden), können nach diesen Festlegungen bemessen werden.

L.3 Allgemeines

ANMERKUNG Sofern nicht anders angemerkt, ähneln Nummerierung und Überschriften der Abschnitte/Unterabschnitte in Anhang L den entsprechenden Nummerierungen und Überschriften im Hauptteil dieses Eurocodes. Den Nummern der Abschnitte/Unterabschnitte wird der Buchstabe „L“ vorangestellt, um Inhalte zu unterscheiden, die Stahlfaserbeton (SFRC) betreffen. Anhang L enthält ausschließlich Abschnitte/Unterabschnitte des Hauptteils dieses Eurocodes, die spezifische Abschnitte zu SFRC enthalten.

L.4 Grundlagen der Tragwerksplanung – Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten –Teilsicherheitsbeiwerte von Baustoffen

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für SFRC unter Zug γ_{SF} müssen auf die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit angewendet werden. Für SFRC unter Druck gelten die Werte γ_C nach Tabelle 4.3(NDP).

ANMERKUNG Die Werte von γ_{SF} nach Tabelle L.1(NDP) gelten, sofern nicht in einem Nationalen Anhang abweichende Werte angegeben sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle L.1 (NDP) — Teilsicherheitsbeiwerte für SFRC unter Zug

Bemessungssituationen – Grenzzustände	γ_{SF}
Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen	1,50
Außergewöhnliche Bemessungssituation	1,20
Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	1,00

L.5 Baustoffe – Stahlfaserbeton

L.5.1 Eigenschaften

(1) Zusätzlich zu den nach 5.1.2(1) festzulegenden Eigenschaften schließen Eigenschaften, die für die Bemessung von SFRC in Übereinstimmung mit diesem Eurocode festgelegt werden müssen, die charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{R,1k}$ und $f_{R,3k}$ ein.

L.5.2 Festigkeiten

(1) Die Nachrissfestigkeitsklassen in diesem Anhang basieren auf den charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{R,1k}$ und $f_{R,3k}$, die Tabelle L.2 entnommen werden sollten.

ANMERKUNG 1 Die Klassifizierung wird in Übereinstimmung mit $f_{R,1k}$ bezeichnet, und das Verhältnis $f_{R,3k}/f_{R,1k}$ wird durch einen Buchstaben bezeichnet. Der Buchstabe definiert die in Bild L.1a) dargestellte Duktilitätsklasse.

ANMERKUNG 2 Die in diesem Eurocode verwendeten Werte der charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeit entsprechen den nach EN 14651 im Alter t_{ref} nach 5.1.3(2) bestimmten Werten.

(2) Erforderlichenfalls sollte die Festigkeit von SFRC für die Zeitpunkte t bestimmt werden, die für eine Anzahl von Phasen (z. B. Ausschalen, Entfernen der Hilfsabstützungen, Übertragung der Vorspannung) vor oder nach t_{ref} liegen können.

Tabelle L.2 — Nachrissfestigkeitsklassen für SFRC

Duktilitäts-klassen	Charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{R,1k}$									Gleichungen zur Berechnung
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	
a	0,5	0,8	1,0	1,3	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	$f_{R,3k} = 0{,}5 f_{R,1k}$
b	0,7	1,1	1,4	1,8	2,1	2,8	3,5	4,2	5,6	$f_{R,3k} = 0{,}7 f_{R,1k}$
c	0,9	1,4	1,8	2,3	2,7	3,6	4,5	5,4	7,2	$f_{R,3k} = 0{,}9 f_{R,1k}$
d	1,1	1,7	2,2	2,8	3,3	4,4	5,5	6,6	8,8	$f_{R,3k} = 1{,}1 f_{R,1k}$
e	1,3	2,0	2,6	3,3	3,9	5,2	6,5	7,8	10,4	$f_{R,3k} = 1{,}3 f_{R,1k}$

ANMERKUNG 1 Alle Nachrissfestigkeitsklassen gelten, es sei denn, ein Nationaler Anhang schließt spezifische Klassen aus.

ANMERKUNG 2 Dazwischen liegende Klassen können verwendet werden, sofern sie in einem Nationalen Anhang enthalten sind.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Darstellung der Duktilitätsklassen

b) Übliches Verhältnis zwischen Nachrissbiegezugfestigkeiten und Rissbreiten

Legende
X Rissbreite
Y $f_{R,ik}/f_{R,1k}$ in a)

Bild L.1 — SFCR-Klassifizierung entsprechend der charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeit

L.5.3 Elastische Verformung

(1) Die Werte des Elastizitätsmoduls, der Poissonzahl und des Wärmeausdehnungskoeffizienten dürfen nach 5.1 angesetzt werden.

(2) Die Werte des Elastizitätsmoduls und der Poissonzahl können einer höheren Variation unterliegen als bei üblichem Beton, wenn der Mischung Stahlfasern beigegeben werden. Wenn diese Werte jedoch einen erheblichen Einfluss auf Auswirkungen der Einwirkungen haben, sollten sie durch Prüfung bestimmt werden.

L.5.4 Kriechen und Schwinden

(1) Eigenschaften bezüglich Kriechen und Schwinden dürfen nach 5.1 angesetzt werden. Wenn diese Werte jedoch einen erheblichen Einfluss auf Auswirkungen der Einwirkungen haben, sollten sie durch Prüfung bestimmt werden.

(2) Werte für das Kriechen und Schwinden können einer höheren Variation unterliegen, als bei üblichem Beton, wenn der Mischung Stahlfasern beigegeben werden. Wenn diese Werte jedoch einen erheblichen Einfluss auf Auswirkungen der Einwirkungen haben, sollten sie durch Prüfung bestimmt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.5.5 Annahmen für die Bemessung

L.5.5.1 Bemessungswerte der Nachrisszugfestigkeit

(1) Für die Bemessung nach Anhang L sollte Gleichung (L.1) erfüllt werden:

$$f_{\mathrm{R,1k}}/f_{\mathrm{ctk,0,05}} \geq 0{,}5 \tag{L.1}$$

(2) Die Bemessungswerte der Nachrisszugfestigkeit f_{Ftsd} und f_{Ftud} sollten wie folgt angesetzt werden:

$$f_{\mathrm{Ftsd}} = \kappa_{\mathrm{O}} \cdot 0{,}40 \cdot f_{\mathrm{R,1k}}/\gamma_{\mathrm{SF}} \tag{L.2}$$

$$f_{\mathrm{Ftud}} = \kappa_{\mathrm{O}} \cdot 0{,}37 \cdot f_{\mathrm{R,3k}}/\gamma_{\mathrm{SF}} \tag{L.3}$$

(3) Der Faktor zur Berücksichtigung der Faserrichtung sollte mit $\kappa_{\mathrm{O}} = 0{,}5$ angesetzt werden, sofern nicht anders in Anhang L festgelegt oder durch Prüfung nachgewiesen.

(4) Für Biegemomente, Querkräfte und Torsion in Platten und Balken aus Beton mit den Konsistenzklassen S2 bis S4 nach EN 206, darf $\kappa_{\mathrm{O}} = 1{,}0$ verwendet werden.

(5) Genauere Angaben auf Grundlage der Fertigung von SFRC sowie gut fundierte theoretische Ansätze dürfen zur Festlegung genauerer Werte für κ_{O} verwendet werden.

(5) Für selbstverdichtenden Beton sollte κ_{O} in jeder Richtung experimentell bestimmt werden, indem Probekörper und Betonierverfahren verwendet werden, die für das reale Tragwerk repräsentativ sind. Bei der Bemessung darf der Wert von κ_{O} nicht größer als 2,0 sein.

(6) Gleichungen nach 5.1.6 dürfen bei der Bestimmung von η_{cc} angewendet werden, sofern nicht genauere Werte durch Prüfung ermittelt werden.

L.5.5.2 Spannungs-Dehnungs-Linie für die statische Berechnung

(1) Für die statische Berechnung darf das Stoffgesetz nach Bild L.2 angewendet werden. Die Parameter sollten bestimmt werden als:

$$f_{\mathrm{Ft1,ef}} = \kappa_{\mathrm{O}} \cdot\ 0{,}37 f_{R,1k} \tag{L.4}$$

$$f_{\mathrm{Ft3,ef}} = \kappa_{\mathrm{O}} \cdot \left(0{,}57 f_{\mathrm{R,3k}} - 0{,}26\, f_{\mathrm{R,1k}}\right) \tag{L.5}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{Ftu}} = w_{\mathrm{u}}/l_{\mathrm{cs}} \leq 2{,}5\ \mathrm{mm}/l_{\mathrm{cs}} \leq \varepsilon_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.6}$$

$$l_{\mathrm{cs}} = \min\{h; s_{\mathrm{rm}}\} \tag{L.7}$$

$$s_{\mathrm{rm}} = 0{,}75 \cdot s_{\mathrm{r,max,cal}}\ (s_{\mathrm{r,max,cal}} \text{ nach L.9.3}). \tag{L.8}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{ctm}} = f_{\mathrm{ctm}}/E_{\mathrm{cm}} \text{ und } \varepsilon_{\mathrm{F,0}} = 2 \cdot \varepsilon_{\mathrm{ctm}} \tag{L.9}$$

Als Vereinfachung darf ein konstanter Wert von $l_{\mathrm{cs}} = 125$ mm verwendet werden.

ANMERKUNG 1 Der Wert von $\varepsilon_{\mathrm{Ftud}}$ beträgt 0,02, sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein abweichender Wert angegeben ist.

ANMERKUNG 2 Vereinfachte Spannungsverteilungen in Querschnitten, die für die Bestimmung des Widerstands unter Biegung mit Normalkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit verwendet werden, sind in L.8.1 angegeben.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Das Verhältnis zwischen σ_c und ε_c unter Druck in Gleichung (5.6) darf modifiziert werden:

$$\varepsilon_{c1} = 0{,}7\, f_{cm}{}^{1/3}\,(1 + 0{,}03\, f_{R1,k}) \tag{L.10}$$

$$\varepsilon_{cu1} = k \cdot \varepsilon_{c1} \tag{L.11}$$

Dabei ist

$$k = 1 + \frac{20}{\sqrt{82 - 2{,}2 f_{R1,k}}} \tag{L.12}$$

In Millimeter

Bild L.2 — Stoffgesetz von SFRC für die statische Berechnung

L.6 Dauerhaftigkeit – Betondeckung – Mindestbetondeckung

(1) Für SFRC gilt die Betondeckung $c_{min,dur}$ infolge von Dauerhaftigkeitsanforderungen nach 6.5.2.2 nur für die eingebettete Bewehrung, nicht für die Stahlfasern.

(2) Zur Verhinderung von Faseransammlung muss eine Mindestbetondeckung von $c_{min} = 20$ mm zur eingebetteten Bewehrung bei allen SFRC-Bauteilen verwendet werden.

(3) Bei der Bemessung von SFRC in den Expositionsklassen XC2 bis XC4, XD1 bis XD3 und XS1 bis XS3, die als nicht gerissen bemessen sind, muss die Zugfestigkeit in den äußersten Zugfasern bis zu einer Tiefe $c_{f,dur} = 10$ mm von der exponierten Oberfläche unberücksichtigt bleiben.

(4) Bei der Bemessung von SFRC in den Expositionsklassen XC2 bis XC4, XD1 bis XD3 und XS1 bis XS3, die als gerissen bemessen sind, muss die Nachrisszugfestigkeit in den äußersten Zugfasern bis zu einer Tiefe $c_{min,dur}$ von der exponierten Oberfläche unberücksichtigt bleiben, es sei denn, die Festlegungen (5) oder (6) werden erfüllt.

Beträgt die nach 9.2 berechnete charakteristische Rissbreite weniger als der Grenzwert der Rissbreite $w_{lim,cal}$ nach Tabelle 9.2(NDP) und L.9, dürfen die Werte von $c_{f,dur}$ wie folgt reduziert werden:

$$c_{f,dur} = c_{min,dur} \frac{w_{k,cal}}{w_{lim,cal}} \geq 10 \text{ mm} \tag{L.13}$$

(5) Werden nichtrostende Stahlfasern verwendet, darf die Nachrisszugfestigkeit der äußersten Zugfasern innerhalb bis zu einer Tiefe $c_{f,dur}$ verwendet werden.

(6) Die Nachrisszugfestigkeit von Fasern bis zu einer Tiefe $c_{f,dur}$ darf in vorübergehenden Situationen, wie während der Bauausführungsphase, verwendet werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.7 Statische Berechnung – Verfahren nach der Plastizitätstheorie – Sonderregeln für SFRC-Tragwerke

(1) Die Berechnung von SFRC-Tragwerken mit Verfahren nach der Plastizitätstheorie ohne direkte Überprüfung der Rotationsfähigkeit darf für die ULS-Berechnung der folgenden Tragwerksarten verwendet werden:

— Gründungen und Platten, die direkt auf dem Baugrund gelagert sind.

— Für statisch unbestimmte Gründungsplatten und Platten auf Pfählen unter den folgenden Bedingungen:

  — die Duktilitätsklasse beträgt mindestens c; und

  — falls das Bauteil für die Tragfähigkeit erforderlich ist $f_{\mathrm{R,3k}}/f_{\mathrm{ct,flm}} \geq 1{,}0$.

— Bei statisch unbestimmten Deckenplatten unter den folgenden Bedingungen:

  — die Duktilitätsklasse beträgt mindestens c;

  — $f_{\mathrm{R,3k}}/f_{\mathrm{ct,flm}} \geq 1{,}0$

(2) Auf Bauteile, die die Anforderungen nach (1) nicht erfüllen, dürfen die Verfahren nach der Plastizitätstheorie oder die lineare Berechnung mit begrenzter Umlagerung nur angewendet werden, wenn durch Berechnung nachgewiesen wird, dass die Verformungsfähigkeit der kritischen Querschnitte für die voraussichtlich massgebenden Versagensmechanismen ausreicht.

ANMERKUNG Aufgrund möglicher Lokalisierungswirkungen, die beim Fließen der Längsbewehrung auftreten, reicht die Mindestbewehrung nach L.12.1 im Allgemeinen nicht dazu aus, eine Berechnung nach der Plastizitätstheorie ohne Nachweis der Verformungsfähigkeit zu ermöglichen.

(3) Die für den Nachweis der plastischen Verformungsfähigkeit anzuwendenden Verfahren müssen lokale Streuungen der Nachrisszugfestigkeit berücksichtigen.

L.8 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS)

L.8.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft – Spannungsverteilung bei SFRC unter Zug

(1) Für die Duktilitätsklassen a, b und c darf ein vereinfachter starr-plastischer Ansatz für die Nachrisszugfestigkeit nach Bild L.3a) für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit eines Bauteils unter Biegung mit oder ohne Normaldruckkraft verwendet werden.

Für die Klassen d und e sollte dieser Ansatz nur angewendet werden, um den Biegewiderstand im ULS beim Grenzwert der Bemessungszugdehnung zu bestimmen.

(2) Der für den vereinfachten starr-plastischen Ansatz relevante Grenzwert der Bemessungszugdehnung sollte nach Gleichung (L.14) berechnet werden, mit $\varepsilon_{\mathrm{Ftud}}$ wie in L.5.1.7 festgelegt:

$$\varepsilon_{\mathrm{Ftu}} = \varepsilon_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.14}$$

(3) Für die Bemessung von stahlfaserbewehrten Querschnitten darf eine bilineare Nachrisszugspannungsverteilung nach Bild L.3b) verwendet werden, mit den in L.5.1.7 festgelegten Parametern und:

$$f_{\mathrm{Ft1d}} = f_{\mathrm{Ft1,ef}}/\gamma_{\mathrm{SF}} \tag{L.15}$$

$$f_{\mathrm{Ft3d}} = f_{\mathrm{Ft3,ef}}/\gamma_{\mathrm{SF}} \tag{L.16}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Die Spannungsverteilung nach Gleichung (8.4) darf für SFRC unter Verwendung von $\varepsilon_{c2} = 0{,}002\,5$ und $\varepsilon_{cu} = 0{,}006$ modifiziert werden.

(5) Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Biegung von statisch unbestimmten Platten dürfen die Bemessungsfestigkeiten f_{Ftud}, f_{Ft1d} und f_{Ft3d} durch Multiplikation mit dem Faktor κ_{G} erhöht werden:

$$\kappa_{\mathrm{G}} = 1{,}0 + A_{\mathrm{ct}} \cdot 0{,}5 \leq 1{,}5 \tag{L.17}$$

Dabei ist

A_{ct} die Fläche der Zugzone (in m²) des Querschnitts, der am Versagen eines Gleichgewichtssystems beteiligt ist.

Maße in Millimetern

a) Plastische Verteilung

b) Bilineare Verteilung

Bild L.3 — Vereinfachte Spannungsverteilungen bei SFRC

L.8.2 Querkraft

L.8.2.1 Allgemeines Nachweisverfahren

(1) Die Querkraftbewehrung darf in Bereichen des SFRC-Bauteils entfallen, sofern $\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{RD,cF}}$ nach L.8.2.2.

(2) Wird (1) nicht erfüllt, muss die Querkraftbewehrung nach L.8.2.3 bemessen werden.

(3) Stahlfasern dürfen nicht bei Bauteilen berücksichtigt werden, die Querkraft in Kombination mit Normalzugkraft aufnehmen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.8.2.2 Genauerer Nachweis für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

(1) Für SFRC mit Längsstäben in der Zugzone sollte der Bemessungswert der Querkraftfestigkeit angesetzt werden als:

$$\tau_{\mathrm{Rd,cF}} = \eta \cdot \frac{0{,}6}{\gamma_{\mathrm{c}}}\left(100\rho_l \cdot f_{\mathrm{ck}}\frac{d_{\mathrm{dg}}}{d}\right)^{1/3} + f_{\mathrm{Ftud}} \geq \eta \cdot \tau_{\mathrm{Rdc,min}} + f_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.18}$$

$$\eta = \max\{\frac{1}{1 + 0{,}43 f_{\mathrm{Ftuk}}^{2{,}85}}; 0{,}4\} \tag{L.19}$$

(2) Auch wenn rechnerisch keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, kann eine Mindestquerkraftbewehrung nach L.12 erforderlich sein.

L.8.2.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

(1) Für Bauteile mit SFRC, die eine rechnerische Querkraftbewehrung erfordern sowie Stahlfasern und Längsstäbe in der Zugzone aufweisen, sollte der Bemessungswert des Querkraftwiderstands angesetzt werden als:

$$\tau_{\mathrm{Rd,sF}} = \eta_{\mathrm{ss}}\rho_{\mathrm{w}} f_{\mathrm{yd}} + \eta_{\mathrm{F}} f_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.20}$$

Dabei ist

$\eta_{\mathrm{ss}} = 0{,}75$ und $\eta_{\mathrm{F}} = 1{,}0$.

L.8.3 Torsion – Torsionswiderstand von kompakten oder geschlossenen Querschnitten

(1) Der Torsionswiderstand in Quer- und Längsrichtung von SFRC-Bauteilen sollte angesetzt werden als:

$$\tau_{\mathrm{Rd,swF}} = \eta_{ss}\tau_{\mathrm{Rd,sw}} + \eta_{\mathrm{F}} f_{\mathrm{Ftud}} \geq \tau_{\mathrm{Rd,sw}} \tag{L.21}$$

$$\tau_{\mathrm{Rd,slF}} = \eta_{\mathrm{ss}}\tau_{\mathrm{Rd,sl}} + \eta_{\mathrm{F}} f_{\mathrm{Ftud}} \geq \tau_{\mathrm{Rd,sl}} \tag{L.22}$$

Dabei ist

$\eta_{\mathrm{F}} = 1{,}0$ und $\eta_{\mathrm{ss}} = 0{,}75$

(2) Wird ein Bauteil Torsion in Kombination mit Querkraft und Biegung ausgesetzt, sollte der Faserbeitrag zu den Bemessungswerten des Widerstands nur einem der folgenden zwei Ansätze entsprechen:

— der Faserbeitrag wird ausschließlich für den Widerstand gegen Torsionseinwirkung genutzt;

— der Faserbeitrag dient der Aufnahme von Zugkräften, die durch Querkraft und Biegung auftreten, wobei der Faserbeitrag zum Querschnittswiderstand bei der Bestimmung der Widerstände gegen Normalzugkraft und Torsion vernachlässigt wird.

(3) Für Balken muss die Mindestbewehrung nach L.12.1 stets vorgesehen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.8.4 Durchstanzen

L.8.4.1 Durchstanzwiderstand von FRC-Platten ohne Querkraftbewehrung

(1) Der Bemessungswert des Durchstanzwiderstands von FRC-Platten mit Biegebewehrung nach L.12.1.1 sollte wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{\mathrm{Rd,cF}} = \eta_{\mathrm{c}} \cdot \tau_{\mathrm{Rd,c}} + \eta_{\mathrm{F}} \cdot f_{\mathrm{Ftud}} \geq \eta_{\mathrm{c}}\, \tau_{\mathrm{Rdc,min}} + f_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.23}$$

Dabei ist

$\eta_{\mathrm{c}} \quad = \tau_{\mathrm{Rd,c}}/\tau_{\mathrm{Ed}} \leq 1{,}0;$

$\tau_{\mathrm{Rd,c}}$ in 8.4.3(1) angegeben;

$\eta_{\mathrm{F}} \quad = 1{,}0.$

(2) Gleichung (L.23) darf nicht auf Bauteile angewendet werden, die einer Durchstanzkraft in Kombination mit Normalzugkraft ausgesetzt sind.

L.8.4.2 Durchstanzwiderstand von FRC-Platten mit Querkraftbewehrung

(1) Wenn eine Querkraftbewehrung in FRC-Platten mit Biegebewehrung nach 12.1.1 erforderlich ist, darf Gleichung (8.88) durch Gleichung (L.24) ersetzt werden:

$$\tau_{\mathrm{Rd,cs}} = \eta_{\mathrm{c}} \cdot \tau_{\mathrm{Rd,c}} + \eta_{\mathrm{s}} \cdot \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} + \eta_{\mathrm{F}} \cdot f_{\mathrm{Ftud}} \geq \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} + \eta_{\mathrm{F}} \cdot f_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.24}$$

Dabei ist/sind

η_{c} und η_{s} in 8.4.4(1) festgelegt;

$\eta_{\mathrm{F}} \quad = 1{,}0.$

L.8.5 Bemessung mit Stabwerkmodellen – Zugstreben

(1) Fasern dürfen statt der Querbewehrung verwendet werden.

(2) Fasern dürfen die Hauptbewehrung in Längsrichtung nur bis zu 30 % der erforderlichen Gesamtmenge ersetzen. Eine Höchstspannung von $f_{\mathrm{Fts,ef}}$ bzw. f_{Ftud} darf für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bzw. den Grenzzustand der Tragfähigkeit in den betreffenden Betonflächen angenommen werden.

L.8.6 Teilflächenbelastung

(1) Die Querbewehrung, die für den Widerstand gegen Querzugspannungen infolge der Auswirkungen der Einwirkungen in Teilflächenbelastung erforderlich ist, darf durch Fasern ersetzt werden. Zur Bemessung darf das idealisierte Zugverhalten nach der Rissbildung (siehe L.5.1.7 und L.8.1) verwendet werden.

L.9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) — Begrenzung der Rissbreiten

L.9.1 Allgemeine Betrachtungen

(1) Die Spannungs- und Rissbreitengrenzwerte nach Tabelle 9.1(NDP) und Tabelle 9.2(NDP) dürfen auf stahlfaserverstärkte Bauteile angewendet werden.

(2) Bei der Bestimmung der Spannungen und Rissbreiten zur Anwendung von Tabelle 9.1(NDP) und Tabelle 9.2(NDP) muss $c_{\mathrm{f,dur}}$ als Beitrag zum Betonquerschnitt nach L.6.5(2) vernachlässigt werden.

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.9.2 Mindestbewehrungsflächen zur Begrenzung der Rissbreiten

(1) Die nach Gleichung (9.3) bis Gleichung (9.5) berechneten Bewehrungsflächen dürfen entsprechend dem Faserbeitrag nach L.12.1.1 angepasst werden.

L.9.3 Genauere Begrenzung der Rissbildung

(1) Die maximalen Rissabstände bei Bauteilen, die mit Stahlfasern und Längsstäben bewehrt sind, sollten berechnet werden als:

$$s_{\mathrm{r,max,cal}} = (2c + 0{,}28 \cdot \phi/\rho_{\mathrm{p,ef}}) \cdot (1 - f_{\mathrm{Fts,ef}}/f_{\mathrm{ctm}}) \tag{L.25}$$

Dabei ist $f_{\mathrm{Fts,ef}}$ die wirksame Nachrisszugfestigkeit für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit, und die verbleibenden Parameter entsprechen 9.2.4.

(2) Die Spannung in der Zugbewehrung σ_{s} in Gleichung (9.13) sollte unter Anwendung der Festlegungen nach L.8.1 berechnet werden.

L.10 Ermüdung

(1) Für den Ermüdungsnachweis von SFRC-Bauteilen sollte der Beitrag der Fasern vernachlässigt werden.

L.11 Bauliche Durchbildung der Bewehrung und Spannglieder

L.11.1 Allgemeines

(1) Stahlfasern dürfen nicht dazu verwendet werden, die Bewehrung durch eine Arbeitsfuge zu ersetzen.

(2) Die Nachrisszugfestigkeit von SFRC muss an Arbeitsfugen unberücksichtigt bleiben.

L.11.2 Stababstände

(1) Ein lichter Stababstand sollte verwendet werden, der grösser oder gleich der k_{F}-fachen Faserlänge ist.

ANMERKUNG Der Wert von k_{F} beträgt 20 sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein abweichender Wert angegeben ist.

L.12 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Regeln

L.12.1 Regeln für die Mindestbewehrung

(1) In stahlfaserbewehrten Bauteilen mit oder ohne Normalkraft muss eine Mindestbewehrung vorgesehen werden, so dass:

$$M_{\mathrm{R,min}}(N_{\mathrm{Ed}}) \geq k \cdot M_{\mathrm{cr}}(N_{\mathrm{Ed}}) \tag{L.26}$$

Dabei ist

$M_{\mathrm{R,min}}$ der Biegewiderstand des Querschnitts mit $A_{\mathrm{s,min}}$ bei Vorliegen der koexistenten Normalkraft N_{Ed}, der Auswirkung der Fasern, die mit der wirksamen Nachrisszugfestigkeit $f_{\mathrm{Ftu,ef}}$ berücksichtigt ist, und der verwendeten Spannungsverteilungen nach L.8.1. Die Reduzierung von $A_{\mathrm{s,min}}$ infolge des Faserbeitrags sollte die in den nachstehenden Abschnitten angegebenen Grenzwerte einhalten.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) In Bauteilen unter Normalzugkraft muss $A_{s,min}$ folgende Anforderung erfüllen:

$$N_{R,min} \geq k \cdot N_{cr} \tag{L.27}$$

Ähnlich wie vorstehend beschrieben, sind die Auswirkungen der Fasern mit der Nachrisszugfestigkeit berücksichtigt, und die Reduzierung $A_{s,min}$ infolge des Faserbeitrags sollte die in den nachstehenden Abschnitten angegebene Grenzwerte einhalten.

(3) Die Mindestquerkraftbewehrungsgehalt $\rho_{Fw,min}$ für stahlfaserbewehrte Bauteile, die eine Querkraft- oder Torsionsbewehrung erfordern, darf angesetzt werden als:

$$\rho_{Fw,min} = \rho_{w,min} - f_{Ftu,ef}/f_{yk} \geq 0 \tag{L.28}$$

Dabei ist

$$f_{Ftu,ef} \geq 0{,}08 \cdot \sqrt{f_{ck}} \tag{L.29}$$

L.12.2 Balken

L.12.2.1 Längsbewehrung

(1) Die Mindestlängsbewehrung in Balken sollte nicht durch Stahlfasern ersetzt werden.

L.12.2.2 Querkraft- und Torsionsbewehrung

(1) Die Querkraft- und Torsionsbewehrung in Balken darf vollständig durch Stahlfasern ersetzt werden, wenn die Festlegungen nach L.12.1 erfüllt werden.

L.12.3 Platten

L.12.3.1 Allgemeines

(1) Die Längsbewehrung in Platten darf entsprechend den Festlegungen nach L.12.1 teilweise durch Stahlfasern ersetzt werden.

(2) Das Ersetzen der Mindestlängszugbewehrung sollte auf einen Anteil k_{AS} von $A_{s,min}$ begrenzt werden.

ANMERKUNG Der Wert von k_{AS} beträgt 0,50, sofern nicht in einem Nationalen Anhang ein anderer länderspezifischer Wert angegeben ist.

(3) Die sekundäre Mindestzugbewehrung in einachsig gespannten Platten darf vollständig durch Stahlfasern ersetzt werden.

L.12.3.2 Querkraftbewehrung

(1) Die Querkraftbewehrung in Platten darf vollständig durch Stahlfasern ersetzt werden, wenn Gleichung (L.30) erfüllt ist:

$$f_{Ftu,ef}/f_{yk} \geq \rho_{w,min} \tag{L.30}$$

Dabei entspricht $f_{Ftu,ef}$ Gleichung (L.29).

(2) Die Mindestdicke nach 12.3.2(2) gilt nicht für SFRC-Platten mit Fasern als die alleinige Querkraftbewehrung.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.12.4 Wände und wandartige Balken

(1) Die vertikale und horizontale Mindestbewehrung in Wänden $A_{s,min,v}$ und $A_{s,min,h}$ darf vollständig durch Stahlfasern ersetzt werden, wobei die Zugfestigkeit nach Rissbildung $f_{Ftu,ef}$ nach L.12.1.1 berücksichtigt wird.

L.12.5 Zugankersysteme für die Robustheit von Gebäuden

(1) Faserbewehrung darf nicht in der Berechnung der Zugankerbewehrung berücksichtigt werden.

L.13 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Betonfertigteilen

L.13.1 Beton – Festigkeit von SFRC

(1) Wenn Maßnahmen der Qualitätssicherung in Übereinstimmung mit der einschlägigen Ausführungsnorm angewendet werden, dürfen die charakteristischen Werte $f_{R,1k}$ und $f_{R,3k}$ unter Verwendung von $\kappa_{k,max} = 1{,}0$, wenn $\kappa_G = 1{,}0$, bestimmt werden. In diesem Fall dürfen die Nachrissfestigkeits- und Duktilitätsklassen nach Tabelle L.2 vernachlässigt werden.

L.13.2 Verbindungen und Lager

(15) 8.5.3 oder 8.6 sollten zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Verbindung unter Druck ohne Berücksichtigung der Stahlfasern des SFRC angewendet werden.

L.14 Gering bewehrte SFRC-Tragwerke

L.14.1 Allgemeines

(1) Dieser Abschnitt enthält ergänzende Regeln für stahlfaserbewehrte tragende Bauteile, bei denen die eingelegte Mindestbewehrung geringer ist als die Anforderungen nach L.12.

(2) Bei Bauteilen mit Fugen zur Vermeidung unkontrollierter Rissbildung sollte sichergestellt werden, dass Sprödbruchversagen dieser Bauteile nicht zum Tragwerksversagen führt.

(3) Bei nach diesem Abschnitt bemessenen Bauteilen mit SFRC ist das Vorsehen weder von Betonstahlbewehrung, die für die Gebrauchstauglichkeit erforderlich ist, noch von Bewehrung in bestimmten Teilen der Bauteile ausgeschlossen. Jede Bewehrung darf für den örtlichen Nachweis im ULS und für Überprüfungen im SLS berücksichtigt werden.

(4) Bauteile, die mit behinderten Verformungen beansprucht werden, sollten den Festlegungen nach L.12 entsprechen.

L.14.2 Beton

(1) Wenn Zugspannungen für den Bemessungswert des Widerstands von stahlfaserbewehrten Betonbauteilen berücksichtigt werden, darf eine linear-elastische Berechnung angewendet werden, wobei die Bemessungszugfestigkeit nach Rissbildung entsprechend Gleichung (L.10) in L.5.1.7 als Spannungsgrenzwert dient.

(2) Für die Bemessung von stahlfaserbewehrten Betonbauteilen nach L.14 dürfen die Zugspannungen in Übereinstimmung mit den Spannungs-Dehnungs-Linien nach L.8.1 bei der Bemessung berücksichtigt werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.14.3 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) – Querkraftwiderstand von SFRC-Bauteilen ohne Längsbewehrung

(1) Für SFRC ohne Längsstäbe oder Spannglieder in der Zugzone sollte der Bemessungswert des Querkraftwiderstands angesetzt werden als:

$$\tau_{\mathrm{Rd,cF}} = f_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.31}$$

L.14.4 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

(1) Für SFRC-Bauteile ohne Längsstäbe und mit einem verfestigenden Tragverhalten unter Biegung mit oder ohne Normaldruckkraft kann der maximale Rissabstand bestimmt werden als:

$$s_{\mathrm{r,max,cal}} = h \tag{L.32}$$

L.14.5 Bauliche Durchbildung von Bauteilen und besondere Regeln

L.14.5.1 SFRC-Einzelfundament auf Fels

(1) Bei der Bemessung von SFRC dürfen f_{Ftsd} und f_{Ftud} nach L.5.1.7 berücksichtigt werden.

L.14.5.2 Direkt auf Baugrund gelagerte Gründungen

(1) Bei durchgehend auf Baugrund gelagerten Gründungplatten und Gründungsbalken sollte mindestens eine Nachrissfestigkeits- und Duktilitätsklasse von 1b nach Tabelle L.2 angewendet werden.

L.14.5.3 Pfahlgründungen

(1) Bei Gründungsplatten und Platten auf Pfählen sollte mindestens eine Nachrissfestigkeits- und Duktilitätsklasse von 2c nach Tabelle L.1 oder Gleichung (L.26) angewendet werden.

L.14.5.4 Segmentauskleidung

(1) Bei Segmentauskleidung ohne zusätzliche Längsbewehrung sollte eine Mindestleistung nach Klasse 4c die Gleichung (L.26) ersetzen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang M
(normativ)

Tragwerke aus Leichtbeton

M.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser normative Anhang enthält zusätzliche Regeln für alle Betonsorten mit geschlossenem Gefüge, die mit leichten natürlichen oder künstlichen, mineralischen Gesteinskörnungen hergestellt werden. Die Festlegungen nach diesem Eurocode gelten für Betonbauteile mit leichten Gesteinskörnungen, sofern sie nicht in diesem Anhang M modifiziert werden.

M.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser normative Anhang gilt für alle Betonsorten mit geschlossenem Gefüge, die mit leichten natürlichen oder künstlichen, mineralischen Gesteinskörnungen hergestellt werden, sofern nicht zuverlässige Erfahrungen zeigen, dass andere als die angegebenen Festlegungen sicher angewendet werden können.

(2) Dieser normative Anhang gilt weder für autoklavierten noch für gewöhnlich nachbehandelten Porenbeton noch für haufwerksporigen Leichtbeton.

M.3 Allgemeines

(1) In EN 206 wird Leichtbeton klassifiziert entsprechend:

— seiner Dichte nach Tabelle M.1. Alternativ darf die Dichte als Zielwert angegeben werden;

— seiner Druckfestigkeit f_{ck} = 12 MPa bis 80 MPa nach LC12/13 bis LC80/88.

(2) Alle Abschnitte dieses Eurocodes sind im Allgemeinen anwendbar, wenn sie nicht durch spezielle Festlegungen nach Tabelle M.2 ersetzt werden.

Tabelle M.1 — Dichteklassen und entsprechende Bemessungsdichten von LWAC nach EN 206

	Dichteklasse						Gleichung zur Berechnung
	D1,0	**D1,2**	**D1,4**	**D1,6**	**D1,8**	**D2,0**	
Dichte (kg/m³)	801 bis 1 000	1 001 bis 1 200	1 201 bis 1 400	1 401 bis 1 600	1 601 bis 1 800	1 801 bis 2 000	–
Koeffizient $\eta_{lw,fc}$	0,45	0,55	0,64	0,73	0,82	0,91	$\eta_{lw,fc} = \frac{\rho}{2\,200}$ (M.1)
Koeffizient $\eta_{lw,fct}$	0,67	0,73	0,78	0,84	0,89	0,95	$\eta_{lw,fct} = 0{,}40 + 0{,}60\frac{\rho}{2\,200}$ (M.2)
Koeffizient $\eta_{lw,Ec}$	0,21	0,30	0,40	0,53	0,67	0,83	$\eta_{lw,Ec} = \left(\frac{\rho}{2\,200}\right)^2$ (M.3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Tabelle M.2 — Spezielle Festlegungen für LWAC

Verweisung auf den Original-abschnitt	Werte und Begriffe, die für Leichtbeton zu modifizieren sind	Festlegungen und Gleichungen für Leichtbeton
5.1.3(3)	Maximale Druckfestigkeit	$f_{ck} \leq 80$ MPa
Tabelle 5.1	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{cm}	$f_{cm} = 17$ MPa für $f_{ck} = 12$ MPa; $f_{cm} = 22$ MPa für $f_{ck} = 16$ MPa; Werte nach Tabelle 5.1 für $f_{ck} \geq 20$ MPa.
Tabelle 5.1	Betonzugfestigkeit f_{ctm}, $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$	Die Zugfestigkeit darf durch Multiplikation der Werte nach Tabelle 5.1 mit dem Koeffizienten $\eta_{lw,fct}$ nach Table M.1 ermittelt werden.
5.1.4	Elastizitätsmodul E_{cm}	Ein Schätzwert der Mittelwerte des Sekantenmoduls E_{cm} darf ermittelt werden, indem die Werte für Normalbeton nach 5.1.4 mit dem Koeffizienten $\eta_{lw,Ec}$ nach Tabelle M.1 multipliziert werden.
5.1.6(5)	Linearer Wärmeausdehnungs-koeffizient	Liegen keine genaueren Angaben vor, darf der lineare Wärmeausdehnungskoeffizient gleich $8 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1} angesetzt werden.
5.1.5(2), Tabelle 5.2	Kriechzahl	Für die Kriechzahl φ darf der Wert von Normalbeton angenommen werden, multipliziert mit: — $1{,}3 \cdot \eta_{lw,Ec}$ für $f_{ck} \leq 16$ MPa; — $\eta_{lw,Ec}$ für $f_{ck} \geq 20$ MPa.
5.1.5(4), Tabelle 5.3	Gesamtschwinden	Die Endwerte des Schwindens dürfen ermittelt werden, indem die Werte für Normalbeton nach Tabelle 5.4 multipliziert werden mit: — 1,5 für $f_{ck} \leq 16$ MPa; — 1,2 für $f_{ck} \geq 20$ MPa.
5.1.6(1)	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd}	Der Einfluss der erhöhten Sprödigkeit des Leichtbetons auf die Bemessungsfestigkeit f_{cd} muss berücksichtigt werden, indem Gleichung (5.4) durch Gleichung (M.4) ersetzt wird: $\eta_{cc} = \left(\eta_{lw,fc}\frac{40}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1$ (M.4) Dabei ist der Koeffizient $\eta_{lw,fc}$ in Tabelle M.1 angegeben.
Tabelle 6.3(NDP), Tabelle 6.4(NDP), Tabelle 6.5(NDP)	Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ aus der Anforderung an die Dauerhaftigkeit	Die Werte von $c_{min,dur}$ nach Tabelle 6.3(NDP), Tabelle 6.4(NDP) und Tabelle 6.5(NDP) sollten um 5 mm erhöht werden.
8.1.4(2)	Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	Gleichung (8.6a) und Gleichung (8.6b) müssen durch Gleichung (M.5) ersetzt werden: $\Delta f_{cd} = \sigma_{c2d}$ (M.5a) $\Delta f_{cd} = 0{,}88\sigma_{c2d}^{3/4} \cdot f_{cd}^{1/4}$ (M.5b)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Verweisung auf den Original-abschnitt	Werte und Begriffe, die für Leichtbeton zu modifizieren sind	Festlegungen und Gleichungen für Leichtbeton
8.1.4(2), 8.2.1(4), 8.2.2(2) 8.4.3(1)	Parameter d_{dg}, der den Widerstand von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung, den Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Quer-kraftbewehrung und den Durchstanz-widerstand beeinflusst	Der Parameter d_{dg} zur Berücksichtigung der Betonart und der Eigenschaften ihrer Gesteinskörnung muss als $d_{dg} = 16$ mm angenommen werden.
8.6(2)	Teilflächenbelastung	Gleichung (8.105) muss durch Gleichung (M.6) ersetzt werden: $\sigma_{Rdu} = f_{cd} \cdot [A_{c1}/A_{c0}]^{\frac{\eta_{lw,fc}}{2}} \leq 3{,}0 \cdot \eta_{lw,fc} \cdot f_{cd}$ (M.6)
9.3.2(1), Tabelle 9.2	Begrenzung der Durchbiegung	Die Grundwerte der Biegeschlankheit von Stahlbetonbauteilen nach Tabelle 9.2 sollten mit dem Faktor $\eta_{lw,Ec}{}^{0,15}$ reduziert werden.
11.3(4) und 11.3(5)	Zulässiger Biegerollendurchmesser für gebogene Stäbe	Der erforderliche Mindestbiegerollendurchmesser zur Vermeidung von Betonversagen nach 11.3(4) muss um einen Faktor $1/\eta_{lw,fct}$ (Koeffizient $\eta_{lw,fct}$ nach Tabelle M.1) erhöht werden.
11.4.2, 11.5.2	Verankerungen und Überlappungsstöße von Stäben	Die Bemessungswerte der Verankerungslängen ℓ_{bd} nach 11.4.2 und die Bemessungslängen von Überlappungsstößen ℓ_{sd} nach 11.5.2 müssen um den Faktor $1/\eta_{lw,fct}$ (Koeffizient $\eta_{lw,fct}$ nach Tabelle M.1) erhöht werden.
B.4(1)	Kriechzahl	Die Kriechzahl für Normalbeton $\varphi(t,t_0)$ sollte mit $\eta_{lw,Ec}$ multipliziert werden. Für Beton der Klassen LC12/13 und LC16/18 muss die Kriechzahl zusätzlich mit einem Faktor 1,3 multipliziert werden.
B.5(1)	Schwinddehnung	Die Schwinddehnung von Normalbeton $\varepsilon_{cs}(t,t_s)$ sollte mit einem Faktor von 1,5 für LC8/9, LC12/13, LC16/18 und mit einem Faktor von 1,2 für LC20/22 und höher multipliziert werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang N
(informativ)

Tragwerke aus Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung

N.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält ergänzende Regeln für Tragwerke aus Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung. Die Festlegungen nach diesem Eurocode gelten für Betonbauteile mit rezyklierter Gesteinskörnung, sofern sie nicht in diesem Anhang N modifiziert werden.

ANMERKUNG Die nationalen Festlegungen zur Anwendung dieses informativen Anhangs sind in einem Nationalen Anhang angegeben. Enthält ein Nationaler Anhang keine Angaben zur Anwendung dieses informativen Anhangs, kann er angewendet werden.

N.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser informative Anhang gilt für Tragwerke aus Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung.

N.3 Allgemeines

(1) Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung darf verwendet werden, sofern die Verwendung von rezyklierter Gesteinskörnung nicht die Dauerhaftigkeit, das Betriebsverhalten, wie z. B. Erscheinungsbild oder Verschleiß, beeinträchtigt oder ein Risiko von Wasser- oder Luftverschmutzung darstellt. Rezyklierte Gesteinskörnung darf in der Normalbetonherstellung ohne besondere Genehmigung verwendet werden, sofern dies in Übereinstimmung mit den Festlegungen nach EN 206 erfolgt.

(2) Falls der prozentuale Anteil der rezyklierten Gesteinskörnung die Grenzwerte nach EN 206 überschreitet und falls die in 5.1.2(2) für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung aufgeführten Eigenschaften für die Bemessung nach diesem Eurocode maßgebend sind, sollten diese durch Prüfung nach EN 206 bestimmt werden. Die Expositionswiderstandsklasse sollte auf Grundlage der Leistungsprüfung auf Dauerhaftigkeit bestimmt werden.

(3) Zur Erleichterung der Wiederverwertung darf Folgendes für die rezyklierte Gesteinskörnung vom Typ A nach EN 206 angenommen werden oder. Für rezyklierte Gesteinskörnung vom Typ B sollten die nachstehend angegebenen Grenzwerte der Substitutionsrate um 50 % verringert werden.

a) Für Stahlbeton:

— bei einer Substitutionsrate von rezyklierten Gesteinskörnungen (Menge an feinen und groben rezyklierten Gesteinskörnungen/Gesamtmenge der Gesteinskörnungen) $\alpha_{RA} \leq 0{,}20$ liegt keine Änderung der mechanischen Eigenschaften vor;

— wenn $0{,}20 < \alpha_{RA} \leq 0{,}40$, sollten die Werte der Eigenschaften nach Tabelle N.1 verwendet oder die Werte gemessen werden;

— wenn $\alpha_{RA} > 0{,}40$, sollten die Eigenschaften unter Verwendung identifizierter Lose von Gesteinskörnungen gemessen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

b) Für Spannbeton:

— wenn $0 < \alpha_{RA} \leq 0{,}20$, sollten die Werte der Eigenschaften nach Tabelle N.1 verwendet oder die Werte gemessen werden;

— wenn $\alpha_{RA} > 0{,}20$, sollten die Eigenschaften unter Verwendung eines identifizierten Loses der Gesteinskörnung gemessen werden.

Tabelle N.1 — Besondere Festlegungen für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung

Verweisung auf den Original-abschnitt	Werte und Begriffe, die für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung zu modifizieren sind	Festlegungen und Gleichungen für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung[a]
	Dichte	$\rho = 2{,}5 - 0{,}22\alpha_{RA}$
5.1.3(2)	Maximale Druckfestigkeit	$f_{ck} \leq 50$ MPa
Tabelle 5.1	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{cm}	Keine Änderung.
Tabelle 5.1	Betonzugfestigkeit f_{ctm}, $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$	Bestimmung durch Prüfung, wenn zutreffend. Alternativ darf Folgendes verwendet werden: $f_{ctm} = 0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3}$
5.1.4	Elastizitätsmodul E_{cm}	Bestimmung durch Prüfung, wenn massgebend. Alternativ darf Folgendes verwendet werden: $E_{cm} = \eta_{ERA} \cdot f_{cm}^{1/3}$, wobei gilt $\eta_{ERA} = k_E \cdot (1 - 0{,}25 \cdot \alpha_{RA})$
5.1.6(5)	Linearer Wärmeausdehnungs-koeffizient	Liegen keine genaueren Angaben vor, darf der lineare Wärmeausdehnungskoeffizient gleich $10 \cdot 10^{-6}$ K^{-1} angesetzt werden.
5.1.5(3), Tabelle 5.3	Kriechzahl	Bestimmung durch Prüfung, wenn massgebend. Alternativ sollte die Kriechzahl für das Grund- und das Trocknungskriechen mit einem Faktor $\eta_{cRA} = 1 + 0{,}6 \cdot \alpha_{RA}$ multipliziert werden.
5.1.5(8), Tabelle 5.4	Gesamtschwinden	Bestimmung durch Prüfung, wenn massgebend. Alternativ sollte das Grund- und das Trocknungsschwinden mit einem Faktor $\eta_{shRA} = 1 + 0{,}8 \cdot \alpha_{RA}$ multipliziert werden.
5.1.7(1)	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd}	Keine Änderung.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Verweisung auf den Original-abschnitt	Werte und Begriffe, die für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung zu modifizieren sind	Festlegungen und Gleichungen für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung[a]
Tabelle 6.3(NDP), Tabelle 6.4(NDP), Tabelle 6.5(NDP)	Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,dur}}$ aufgrund der Anforderung an die Dauerhaftigkeit	Bestimmung der ERC durch Prüfung, wenn massgebend. Für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung gilt dieselbe Mindestbetondeckung für die Dauerhaftigkeit $c_{\mathrm{min,dur}}$, sofern der Baustoff zu derselben Expositionswiderstandsklasse (ERC) wie Beton mit ausschließlich natürlicher Gesteinskörnung gehört. Die Anpassung der Grenzwerte und/oder leistungsbezogenen Schwellenwerte zur Sicherstellung der Konformität mit den ERC für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung ist in EN 206 angegeben, ergänzt um die am Verwendungsort geltenden Vorschriften. Falls die ERC nicht bestimmt wird für Stahlbeton mit $\alpha_{\mathrm{RA}} > 0{,}20$ und für Spannbeton mit $\alpha_{\mathrm{RA}} > 0$, sollten die Werte von $c_{\mathrm{min,dur}}$ nach 6.5.2 erhöht werden um +5 mm bei Expositionsklassen XC und um +10 mm bei Expositionsklassen XD/XS.
Abschnitt 7	Rotationsfähigkeit	In 5.1.6(3) wird Gleichung (5.6) multipliziert mit $\eta_{\varepsilon\mathrm{c}} = 1 + 0{,}33 \cdot \alpha_{\mathrm{RA}}$: $\varepsilon_{\mathrm{c1}}(‰) = \eta_{\varepsilon\mathrm{c}}\left(0{,}7 f_{\mathrm{cm}}^{\frac{1}{3}}\right) \leq 2{,}8\ ‰$ $\varepsilon_{\mathrm{cu1}}(‰) = \eta_{\varepsilon\mathrm{c}}\left(2{,}8 + 14\left(1 - \frac{f_{\mathrm{cm}}}{108}\right)^4\right) \leq 3{,}5\ ‰$
8.1.4(2)	Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	Keine Änderung.
8.1.4(2), 8.2.1(5), 8.2.2(3), 8.4.3(1)	Parameter d_{dg}, der den Widerstand von Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung, den Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung und den Durchstanzwiderstand beeinflusst	Der Parameter d_{dg} zur Berücksichtigung der Betonart und der Eigenschaften ihrer Gesteinskörnung muss als $d_{\mathrm{dg}} = 16$ mm angenommen werden. Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung: Gleichung (8.11) in 8.2.1(4) und Gleichung (8.16) in 8.2.2(2) werden mit $\eta_{\tau} = 1 - 0{,}2 \cdot \alpha_{\mathrm{RA}}$ multipliziert.
8.6(2)	Teilflächenbelastung	Keine Änderung.
9.3.2(2), Tabelle 9.2	Begrenzung der Durchbiegungen	$\varsigma = 1 - \beta_{\mathrm{tRA}}\left(\frac{\sigma_{\mathrm{sr}}}{\sigma_{\mathrm{s}}}\right)^2 \geq 0$ mit $\beta_{\mathrm{tRA}} = 1{,}0$ bei einmaliger Kurzzeitbelastung; und $\beta_{\mathrm{tRA}} = 0{,}25$ bei Langzeitbelastung oder vielen Zyklen sich wiederholender Beanspruchungen;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Verweisung auf den Original-abschnitt	Werte und Begriffe, die für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung zu modifizieren sind	Festlegungen und Gleichungen für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung[a]
11.3(4) und (5)	Zulässiger Biegerollendurchmesser für gebogene Stäbe	Keine Änderung.
11.4.2, 11.5.2	Verankerungen und Überlappungsstöße von Stäben	Keine Änderung.
B.4(1)	Kriechzahl	Bestimmung durch Prüfung, wenn massgebend. Alternativ sollte die Kriechzahl für das Grund- und das Trocknungskriechen mit einem Faktor $\eta_{\mathrm{ccRA}} = 1 + 0{,}6 \cdot \alpha_{\mathrm{RA}}$ (breite Streuung der Ergebnisse) multipliziert werden.
B.5(1)	Schwinddehnung	Bestimmung durch Prüfung, wenn massgebend. Alternativ sollten das Grund- und das Trocknungsschwinden mit einem Faktor $\eta_{\mathrm{shRA}} = 1 + 0{,}8 \cdot \alpha_{\mathrm{RA}}$ (breite Streuung der Ergebnisse) multipliziert werden.

[a] In Gleichungen ist α_{RA} die Substitutionsrate von rezyklierten Betongesteinskörnungen (schwankt von 0 bis 1):

$$\alpha_{\mathrm{RA}} = \frac{\text{Anteil an rezykliertem Sand und Kies}}{\text{Gesamtanteil an Gesteinskörnungen}}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang O
(informativ)

Näherungsverfahren zu Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung

O.1 Anwendung dieses informativen Anhangs

(1) Anhang O enthält ergänzende Regeln zu 7.4 für die statische Berechnung von Bauteilen und Systemen nach Theorie II. Ordnung.

ANMERKUNG Die nationalen Festlegungen zur Anwendung dieses informativen Anhangs sind in einem Nationalen Anhang angegeben. Enthält ein Nationaler Anhang keine Angaben zur Anwendung dieses informativen Anhangs, kann er angewendet werden.

O.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Anhang O enthält konservative vereinfachte Verfahren für die Bemessung gegen Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung, einschließlich:

— einer Formulierung zur Bestimmung der Knicklast für ausreichend symmetrische Gebäudetragwerke (siehe O.3) und Einzelbauteile (siehe O.4);

— eines Schlankheitskriteriums für Einzelbauteile, unterhalb dessen die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden dürfen (siehe O.5);

— eines konservativen vereinfachten Verfahrens zur Bewertung der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung von Einzelbauteilen auf Grundlage einer Nennkrümmung (siehe O.7); und

— vereinfachter Kriterien zur Bestimmung der Steifigkeiten für die Bewertung der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung durch das elastische Verfahren nach Theorie II. Ordnung oder durch einen Beiwert zur Momenten-Vergrößerung (siehe O.8).

O.3 Kritische Last von Gebäudetragwerken

(1) Für ausreichend symmetrische mehrgeschossige Gebäudetragwerke, die spezifische Bauteile zur Aussteifung (üblicherweise Wandscheiben) aufweisen, mit ausreichend konstanter Biegesteifigkeit entlang der Höhe sowie mit einer annähernd gleichen Belastung auf jedem Geschoss und einer zu vernachlässigenden Gesamttorsionseinwirkung, darf die Gesamtknicklast F_{VB} angesetzt werden als:

Wenn Schubverformungen vernachlässigt werden dürfen:

$$F_{\mathrm{VB}} = F_{\mathrm{VBB}} \tag{O.1}$$

Wenn Schubverformungen nicht vernachlässigt werden dürfen:

$$F_{\mathrm{VB}} = \left(\frac{1}{F_{\mathrm{VBB}}} + \frac{1}{F_{\mathrm{VBS}}}\right)^{-1} \tag{O.2}$$

Dabei ist

F_{VBB} die Knicklast eines Kragträgers (ohne Schubverformung), behindert/ausgesteift durch die Decken, mit einer Grundrotation, die angesetzt werden darf als:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$F_{\mathrm{VBB}} = \frac{7{,}8 n_{\mathrm{s}}}{n_{\mathrm{s}} + 1{,}6} \frac{1}{1 + 3{,}9 k_{\theta}} \frac{EI}{L^2} \tag{O.3}$$

F_{VBS} die Knicklast infolge von lokalen seitlichen Geschossverformungen, die, wenn sie erheblich ist, einzubeziehen ist. Für massive Wandscheiben darf sie als die gerissene Schubsteifigkeit angesetzt werden:

$$F_{\mathrm{VBS}} = \frac{k_{\mathrm{c}} \cdot G_{\mathrm{cd}} \cdot A_{\mathrm{c}}}{1{,}2} \tag{O.4}$$

Dabei ist

n_{s} die Anzahl der Geschosse;

L die Gesamthöhe des Gebäudes über dem Fundament (Gründung oder Oberkante eines starren Kellergeschosses);

EI $= (\Sigma k_{\mathrm{c}} E_{\mathrm{cd}} I_{\mathrm{c}})/(1+\varphi_{\mathrm{ef,s}})$, die Summe der Biegesteifigkeiten aller aussteifenden Bauteile;

I_{c} das Flächenträgheitsmoment des Brutto-Betonquerschnitts;

E_{cd} der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls, siehe 7.4.3.3(3);

$\varphi_{\mathrm{ef,s}}$ die effektive Kriechzahl für die gesamten Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung, siehe 7.4.2(2);

G_{cd} $\approx 0{,}4 E_{\mathrm{cd}}$, der Bemessungswert des elastischen Schubmoduls;

k_{c} spiegelt das Ausmaß der Rissbildung und die Auswirkung nichtlinearer Baustoffeigenschaften wider und kann angesetzt werden als:

$k_{\mathrm{c}} = 0{,}4$ im allgemeinen Fall;

$k_{\mathrm{c}} = 0{,}8$, wenn nachgewiesen werden kann, dass die Zugspannung in den aussteifenden Bauteilen bei Auswirkung einer charakteristischen Kombination von Einwirkungen an den kritischen Querschnitten kleiner ist als f_{ctd};

k_{θ} die Summe der Rotationssteifigkeiten der Einspannung am Fuß der aussteifenden Bauteile;

$$k_{\theta} = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EI}{L} \tag{O.5}$$

θ die Rotation infolge des Biegemoments M.

(2) In Fällen, in denen die Gesamtknicklast $F_{\mathrm{V,B}}$ nicht hinreichend definiert ist, darf Gleichung (O.6) verwendet werden:

$$F_{\mathrm{V,B}} = \frac{F_{\mathrm{H,0Ed}}}{F_{\mathrm{H,1Ed}}} F_{\mathrm{V,Ed}} \tag{O.6}$$

Dabei ist

$F_{\mathrm{H,1Ed}}$ eine fiktive Horizontalkraft, die die gleichen Biegemomente ergibt wie die Vertikallast $F_{\mathrm{V,Ed}}$, die auf das verformte Tragwerk einwirkt; mit Verformung aufgrund von $F_{\mathrm{H,0Ed}}$ und berechnet mit einer wirksamen Steifigkeit nach 7.4.3.2(1);

$F_{\mathrm{H,0Ed}}$ die Horizontalkraft nach Theorie I. Ordnung aufgrund von Wind, Imperfektionen usw.;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

O.4 Knicklast von Einzelbauteilen

(1) Für die Anwendung in der Berechnung nach Theorie II. Ordnung werden die elastische Knicklast (N_B) und die Knicklänge l_0 eines Druckglieds festgelegt durch:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \tag{O.7}$$

Dabei ist

EI eine repräsentative wirksame Steifigkeit in der betrachteten Biegeebene;

l_0 die Knicklänge, die mit Gleichung (O.9) oder Gleichung (O.10) bestimmt werden darf.

O.5 Schlankheitsgrad und Knicklänge von Einzelbauteilen

(1) Der Schlankheitsgrad ist wie folgt definiert:

$$\lambda = l_0/i \tag{O.8}$$

Dabei ist

$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$ der Trägheitsradius des ungerissenen Betonquerschnitts.

(2) Bei der Festlegung der Knicklänge l_0 sollte die Auswirkung von Rissbildung auf die Steifigkeit aussteifender Bauteile berücksichtigt werden, sofern nicht nachgewiesen werden kann, dass sie im Grenzzustand der Tragfähigkeit ungerissen sind.

(3) Bei Druckgliedern in üblichen Rahmen darf die Knicklänge l_0 wie folgt bestimmt werden:

Für ausgesteifte Bauteile:

$$l_0 = 0{,}5l\sqrt{\left(1+\frac{f_{r1}}{0{,}45+f_{r1}}\right)\cdot\left(1+\frac{f_{r2}}{0{,}45+f_{r2}}\right)} \tag{O.9}$$

Für nicht ausgesteifte Bauteile:

$$l_0 = l\frac{\sqrt{(1+2{,}4f_{r1}+2{,}4f_{r2})\cdot(1+2{,}4f_{r1})\cdot(1+2{,}4f_{r2})}}{1+1{,}2f_{r1}+1{,}2f_{r2}} \tag{O.10}$$

Dabei ist/sind

f_{r1}, f_{r2} die bezogenen Rotationen an den Enden 1 bzw. 2; da eine vollständig starre Einspannung in der Praxis selten vorkommt, sollte ein Mindestwert von 0,1 für f_{r1} und f_{r2} angesetzt werden;

$$f_r = \frac{\theta}{M}\cdot\frac{EI}{l} \tag{O.11}$$

θ die Rotation aussteifender Bauteile bei einem Biegemoment M, siehe auch (2);

EI die Biegesteifigkeit des Druckglieds, siehe auch (4);

l die lichte Höhe des Druckglieds zwischen den Endeinspannungen.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ANMERKUNG $f_r = 0$ ist der theoretische Grenzwert für eine feste Einspannung, und $f_r = \infty$ stellt den Grenzwert bei frei drehbarer Lagerung dar.

(4) Wenn ein benachbartes Druckglied (Stütze) in einem Knoten zur Rotation beim Knicken beitragen kann, sollte (EI/l) in der Definition von f_r durch $[(EI/l)_a + (EI/l)_b]$ ersetzt werden, wobei a und b die Druckglieder über und unter dem Knoten kennzeichnen.

O.6 Grenzwert der Schlankheit für Einzelbauteile

(1) Als Alternative zu 7.4.1(3) dürfen Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden, wenn die Schlankheit λ kleiner oder gleich $\lambda_{\text{lim,simpl}}$ ist [siehe Gleichung (O.12)], oder, wenn das nicht zutrifft, kleiner ist als λ_{lim} [siehe Gleichung (O.13)]:

$$\lambda_{\text{lim,simpl}} = \frac{10{,}8}{\sqrt{n}} \tag{O.12}$$

$$\lambda_{\text{lim}} = 20\frac{A\,B\,C}{\sqrt{n}} \tag{O.13}$$

Dabei ist

A $= 1/(1 + 0{,}2\varphi_{\text{eff,b}})$ (wenn φ_{eff} nicht bekannt ist, darf $A = 0{,}7$ verwendet werden);

B $= \sqrt{1 + 2\omega}$ (wenn ω nicht bekannt ist, darf $B = 1{,}1$ verwendet werden);

C $= 1{,}7 - r_m$ (wenn r_m nicht bekannt ist, darf $C = 0{,}7$ verwendet werden);

$\varphi_{\text{eff,b}}$ die effektive Kriechzahl für lokale Auswirkungen, siehe 7.4.2(2);

ω $= A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$ der mechanische Bewehrungsgrad;

A_s die Gesamtfläche der Längsbewehrung;

n $= N_{Ed}/(A_c f_{cd})$ die dimensionslose Normalkraft;

r_m $= 1{,}0$ bei nicht ausgesteiften Bauteilen sowie bei ausgesteiften Bauteilen, bei denen Momente nach Theorie I. Ordnung ausschließlich oder überwiegend infolge von Imperfektionen oder Querlasten entstehen, anderenfalls $= M_{01}/M_{02}$; Momentverhältnis (siehe Bild O.1).

(2) In Fällen mit zweiachsiger Biegung darf das Schlankheitskriterium für jede Hauptebene der Biegung einzeln überprüft werden.

O.7 Vereinfachte Berechnung von Einzelbauteilen auf Grundlage der Nennkrümmung

O.7.1 Allgemeines

(1) Dieses Verfahren eignet sich vor allem für Einzelbauteile mit konstanter Normalkraftbeanspruchung und einer gut definierten Knicklänge l_0 (siehe O.5). Mit dem Verfahren wird ein Nennmoment nach Theorie II. Ordnung mit einer Durchbiegung berechnet, die wiederum auf der Grundlage der Knicklänge und einer geschätzten Maximalkrümmung ermittelt wird (siehe auch Bild 7.7a)).

O.7.2 Bemessungsmomente

(1) Das Bemessungsmoment sollte angesetzt werden als:

$$M_{\text{Ed}} = \max\{M_{0\text{Ed}} + M_2;\ M_{02};|M_{01} - 0{,}5M_2 - 2N_{\text{Ed}} \cdot e_i|\} \tag{O.14}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist/sind

M_{0Ed} das Moment nach Theorie I. Ordnung, einschließlich der Auswirkungen von Imperfektionen, siehe (2);

M_2 das Nennmoment nach Theorie II. Ordnung, siehe (3).

M_{01}, M_{02} die Momente nach Theorie I. Ordnung an beiden Auflagern 1 und 2, siehe Bild O.1.

Der Höchstwert für M_{Ed} ist abhängig vom Verlauf von M_{0Ed} und M_2 über die Bauteillänge; der Momentenverlauf von M_2 darf dabei als sinus- oder parabelförmig über die Knicklänge angenommen werden.

a) Momente nach Theorie I. Ordnung bei „gedrungenen“ Stützen

b) Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung bei „schlanken“ Stützen

c) Hüllkurve der Bemessungsmomente für eine schlanke Stütze

Bild O.1 — Momente nach Theorie I. Ordnung, Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung und Hüllkurve der Momente in einer ausgesteiften Stütze

(2) Bei nicht ausgesteiften Einzeldruckgliedern und bei Druckgliedern in ausgesteiften Rahmensystemen mit wesentlichen Querlasten auf dem Bauteil:

$$M_{0Ed} = M_{02} \tag{O.15}$$

Bei Druckgliedern in ausgesteiften Rahmensystemen ohne wesentliche Querlasten auf dem Bauteil:

$$M_{0Ed} = C_m \cdot M_{02} \tag{O.16}$$

Dabei ist

$$C_m = 0{,}6 + 0{,}4 r_m \geq 0{,}4 \tag{O.17}$$

$$r_m = 1 \text{ im Fall, dass } M_{02} < 0{,}05\, N_{Ed} \cdot h \tag{O.18}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$C_m M_{02}$ ein äquivalentes Moment, von dem angenommen wird, dass es konstant über die Länge ist und daher gilt $c_{1/r} = 8$ (entspricht dem konstanten Moment).

(3) Der Nennwert des Moments nach Theorie II. Ordnung M_2 am kritischen Querschnitt sollte angesetzt werden als:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \tag{O.19}$$

Dabei ist

$$e_2 = \frac{l_0^2}{c_{1/r}} \frac{1}{r} \tag{O.20}$$

$c_{1/r}$ der Beiwert für den gesamten Krümmungsverlauf;

$1/r$ die Gleichgewichtskrümmung des Bauteils einschließlich Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung ($1/r = (\varepsilon_c + \varepsilon_s)/d$). In Ermangelung einer präziseren Bemessung darf angenommen werden, dass $1/r$ der Nennkrümmung nach O.7.3 entspricht.

(4) Der Faktor $c_{1/r}$ ist abhängig vom gesamten Krümmungsverlauf entlang des Bauteils (infolge der Momente nach Theorie I. Ordnung, zuzüglich der Momente nach Theorie II. Ordnung sowie der nichtlinearen Moment-Krümmungs-Beziehung der Querschnitte). Bei nicht ausgesteiften Einzeldruckgliedern mit konstantem Querschnitt darf $c_{1/r} = 10$ verwendet werden, wenn keine genaueren Werte begründet sind. Bei ausgesteiften Druckgliedern darf $c_{1/r} = 8$ angenommen werden.

O.7.3 Nennkrümmung

(1) Bei Bauteilen mit konstanten symmetrischen Querschnitten (einschließlich Bewehrung) darf die folgende Krümmung verwendet werden:

$$\frac{1}{r} = k_r \cdot k_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} \tag{O.21}$$

Dabei ist

k_r ein Koeffizient in Abhängigkeit von der Normalkraft, siehe O.7.3(3);

k_φ ein Koeffizient zur Berücksichtigung des Kriechens, siehe O.7.3(4);

$1/r_0 = 2\,\varepsilon_{yd}/(d - d')$;

$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$;

d die statische Nutzhöhe; siehe O.7.3(2);

d' die bis zum Schwerpunkt der Druckbewehrung gemessene Betondeckung.

(2) Wenn die gesamte Bewehrung nicht an gegenüberliegenden Seiten konzentriert, sondern teilweise parallel zur Biegungsebene verteilt ist, wird $d - d'$ definiert als

$$d - d' = 2 i_s \tag{O.22}$$

Dabei ist

i_s der Trägheitsradius der gesamten Bewehrungsfläche.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) k_r in Gleichung (O.21) darf als erste Näherung mit 1,0 angesetzt werden. Wird eine genauere Berechnung benötigt, darf k_r angesetzt werden als:

$$k_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \tag{O.23}$$

Dabei ist

n $= N_{Ed}/(A_c f_{cd})$, die dimensionslose Normalkraft;

N_{Ed} der Bemessungswert der Normalkraft;

n_u $= 1+\omega$;

n_{bal} der Wert von n bei maximalem Momentenwiderstand; der Wert $n_{bal} = 0{,}4$ darf verwendet werden;

ω $= A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$;

A_s die Gesamtfläche der Bewehrung;

A_c die Betonquerschnittsfläche.

(4) In Gleichung (O.21) sollte k_φ angesetzt werden als:

$$k_\varphi = 1 + \beta_{f_{ck}} \varphi_{eff,b} \geq 1 \tag{O.24}$$

Dabei ist

$\varphi_{eff,b}$ die effektive Kriechzahl für lokale Auswirkungen, siehe 7.4.2(2);

$\beta_{f_{ck}}$ $= 0{,}35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$.

O.8 Elastisches Verfahren nach Theorie II. Ordnung

O.8.1 Allgemeines

(1) Die Bestimmung der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung darf mit entweder einer (geometrisch nichtlinearen) elastischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung oder einer theoretischen Lösung auf Grundlage des Vergrößerungsfaktors durchgeführt werden, die beide den allgemeinen Grundsätzen nach 7.4.1 entsprechen. Nichtlineares Baustoffverhalten (Rissbildung, nichtlineare Baustoffe, Kriechen und Mitwirkung des Betons auf Zug) muss mit einer wirksamen Steifigkeit berücksichtigt werden.

(2) Bauteilsteifigkeiten dürfen grundsätzlich im Rahmen relativ weitgefasster Grenzwerte gewählt werden, sofern das Gleichgewicht und die Verträglichkeit nach (3) und (4) erfüllt sind.

ANMERKUNG Die optimale Bemessung wird mehrere Iterationen erfordern.

(3) Bei Druckgliedern mit annähernd konstanter Normalkraft, konstantem Querschnitt und Bewehrung entlang der Bauteillänge ist es ausreichend, die Gleichgewichts- und Krümmungsverträglichkeit am kritischsten Querschnitt zu erfüllen.

(4) In anderen Fällen müssen für eine sichere Bemessung die Gleichgewichts- und Krümmungsverträglichkeit an einer ausreichenden Anzahl von Querschnitten erfüllt sein, d. h. die Bauteilquerschnitte müssen für die entsprechenden Werte von N_{Ed}, M_{Ed} und die Krümmung ($1/r = M_{Ed}/EI$) bemessen sein, die mit den angenommenen Biegesteifigkeitswerten EI an diesen Querschnitten ermittelt wurden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Zur Vereinfachung darf der Wert der Steifigkeiten bei der Berechnung des gesamten Tragwerks angesetzt werden als:

Dabei ist

$EI = 0{,}4E_{\mathrm{cd}}I_{\mathrm{c}}$ für Wände und Stützen;

$EI = 0{,}3E_{\mathrm{cd}}I_{\mathrm{c}}$ für StahlbetonBalken und -platten;

$EI = E_{\mathrm{cd}}I_{\mathrm{c}}$ für ungerissene BetonBalken und -platten infolge der Vorspannung.

Bei der Anwendung einer derartigen Näherung und zur Verhinderung falscher Kraftumlagerungen sollte die Steifigkeit der aussteifenden Bauteile in demselben Verhältnis verringert werden.

Werden vereinfachte Eigenschaften bei der Berechnung des gesamten Tragwerks verwendet, müssen lokale Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung in schlanken Bauteilen entweder durch lokale Berechnung nach O.8.2, durch das vereinfachte Verfahren nach O.7 oder mit einer wirksamen Steifigkeit, die (2) erfüllt, berücksichtigt werden.

O.8.2 Verfahren zur Momenten-Vergrößerung

(1) Im Fall einer Berechnung des gesamten Tragwerks oder einer lokalen Berechnung darf das Gesamtbemessungsmoment, einschließlich des Moments nach Theorie II. Ordnung, durch eine Vergrößerung des Biegemoments aus einer linearen Berechnung nach Theorie I. Ordnung wie folgt angegeben werden:

$$M_{Ed} = M_{0Ed}\left[1 + \frac{\beta_c}{(N_{\mathrm{B}}/N_{\mathrm{Ed}}) - 1}\right] \tag{O.25}$$

Dabei ist

$M_{0\mathrm{Ed}}$ das Moment nach Theorie I. Ordnung;

β_{c} ein Koeffizient, der vom Momentenverlauf nach Theorie I. Ordnung und II. Ordnung abhängt, siehe (3);

N_{Ed} der Bemessungswert der Normalkraft;

N_{B} die Knicklast auf Basis der wirksamen Steifigkeit.

ANMERKUNG 1 Vergrößerungsfaktoren, die auf spezifische Situationen anwendbar sind, können der Fachliteratur entnommen werden.

(2) Alternativ dürfen Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung bei der Berechnung des gesamten Tragwerks durch die fiktive Vergrößerung der Horizontalkräfte nach Gleichung (O.26) ermittelt werden.

$$F_{\mathrm{Ed,2}} = F_{\mathrm{H,0Ed}}\left[\frac{1}{1 - (N_{\mathrm{Ed}}/N_{\mathrm{B}})}\right] \tag{O.26}$$

(3) Bei Einzelbauteilen mit konstantem Querschnitt und Normalkraft darf das Moment nach Theorie II. Ordnung üblicherweise mit einem sinusförmigen Verlauf angenommen werden. Daraus folgt:

$$\beta_{\mathrm{c}} = \pi^2/c_{1/\mathrm{r}} \tag{O.27}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dabei ist

$c_{1/\mathrm{r}}$ ein Koeffizient, der vom Momentenverlauf nach Theorie I. Ordnung und II. Ordnung abhängt (beispielsweise $c_{1/\mathrm{r}} = 8$ bei einem konstanten Verlauf, $c_{1/\mathrm{r}} = 9{,}6$ bei einem parabelförmigen Verlauf und 12 bei einem dreieckigen Verlauf usw.).

(4) Bei Bauteilen ohne Querlast dürfen unterschiedliche Endmomente M_{01} und M_{02} nach Theorie I. Ordnung durch ein äquivalentes konstantes Moment nach Theorie I. Ordnung nach O.7(2) ersetzt werden. Unter Annahme eines konstanten Moments nach Theorie I. Ordnung sollte $c_{1/\mathrm{r}} = 8$ verwendet werden.

ANMERKUNG 2 Der Wert $c_{1/\mathrm{r}} = 8$ gilt auch für Bauteile mit doppelter Krümmung. In einigen Fällen, je nach Schlankheit und Normalkraft, können die Endmomente größer sein als das vergrößerte Ersatzmoment.

(5) Ist O.8.2(3) oder (4) nicht anwendbar, darf $\beta_{\mathrm{c}} = 1$ angesetzt werden.

ANMERKUNG 3 Das gilt auch bei der Gesamttragwerksberechnung von gewissen Tragwerkstypen, z. B. bei Tragwerken, die mit Wandscheiben oder ähnlich ausgesteift sind, bei denen die Hauptauswirkung der Einwirkung Biegung in den aussteifenden Bauteilen ist.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang P
(informativ)

Alternative Festlegung der Betondeckung für die Dauerhaftigkeit

P.1 Anwendung dieses informativen Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält ein alternatives Verfahren zur Festlegung der Betondeckung für die Dauerhaftigkeit ohne Anwendung der Expositionswiderstandsklassen (ERC) nach Abschnitt 6. In diesem Fall ist der Widerstand der Betondeckung abhängig von der Dicke der Betondeckung und den Anforderungen an die Betonzusammensetzung auf Grundlage von deskriptiven Anforderungen für Betonzusammensetzungen nach EN 206:2014, Anhang F (siehe P.3).

ANMERKUNG Die nationalen Festlegungen zur Anwendung dieses informativen Anhangs sind in einem Nationalen Anhang angegeben. Enthält ein Nationaler Anhang keine Angaben zur Anwendung dieses informativen Anhangs, kann er angewendet werden.

P.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Dieser informative Anhang gilt für die Festlegung der Betondeckung für die Dauerhaftigkeit ohne Anwendung der Expositionswiderstandsklassen (ERC) nach Abschnitt 6.

(2) Mit Ausnahme von 6.4 und 6.5.2.2 gelten alle Festlegungen nach Abschnitt 6.

P.3 Mindestbetondeckung für die Dauerhaftigkeit

(1) Die Werte der Mindestbetondeckung für Betonstahl und Spannglieder in Normalbeton unter Berücksichtigung der Expositionsklassen und Anforderungsklassen werden mit $c_{\mathrm{min,dur}}$ festgelegt.

ANMERKUNG 1 Länderspezifische Anforderungsklassen und Werte für $c_{\mathrm{min,dur}}$ können dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlene Anforderungsklasse (geplante Nutzungsdauer von 50 Jahren) ist für die indikativen Betonfestigkeiten nach Tabelle P.4(NDP) die Klasse S4; die empfohlenen Modifikationen der Anforderungsklasse sind in Tabelle P.1(NDP) angegeben. Die empfohlenen Werte für $c_{\mathrm{min,dur}}$ sind in Tabelle P.2(NDP) (Betonstahl) und Tabelle P.3(NDP) (Spannstahl) angegeben.

Tabelle P.1 (NDP) — Empfohlene Modifikationen der Anforderungsklasse

Kriterium	Expositionsklasse nach Tabelle 6.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Geplante Nutzungsdauer von 100 Jahren	die Klasse wird um 2 erhöht	die Klasse wird um 2 erhöht	die Klasse wird um 2 erhöht	die Klasse wird um 2 erhöht	die Klasse wird um 2 erhöht	die Klasse wird um 2 erhöht	die Klasse wird um 2 erhöht
Festigkeitsklasse[a,b]	≥ C30/37 die Klasse wird um 1 reduziert	≥ C30/37 die Klasse wird um 1 reduziert	≥ C35/45 die Klasse wird um 1 reduziert	≥ C40/50 die Klasse wird um 1 reduziert	≥ C40/50 die Klasse wird um 1 reduziert	≥ C40/50 die Klasse wird um 1 reduziert	≥ C45/55 die Klasse wird um 1 reduziert
Plattenförmiges Bauteil (Lage der Bewehrung unbeeinflusst durch die Bauausführung)	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Kriterium	Expositionsklasse nach Tabelle 6.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Besondere Qualitätskontrolle in der Betonherstellung sichergestellt	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert	die Klasse wird um 1 reduziert

[a] Es wird davon ausgegangen, dass die Festigkeitsklasse und der Wasserzementwert voneinander abhängige Werte sind. Eine besondere Betonzusammensetzung (Zementtyp, Wasserzementwert, Füller), die darauf ausgerichtet ist, eine geringe Permeabilität zu erzeugen, darf berücksichtigt werden.

[b] Der Grenzwert darf um eine Festigkeitsklasse reduziert werden, wenn unter Zugabe eines Luftporenbildners mehr als 4 % Luftporen erzeugt werden.

Tabelle P.2 (NDP) — Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,dur}}$ [mm] für Betonstahl nach prEN 10080

Anforderungsklasse	Expositionsklasse nach Tabelle 6.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabelle P.3 (NDP) — Mindestbetondeckung $c_{\mathrm{min,dur}}$ [mm] für Spannstahl nach prEN 10138 (alle Teile)

Anforderungsklasse	Expositionsklasse nach Tabelle 6.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

(2) Die Mindestbetondeckung sollte um das additive Sicherheitselement $\Delta c_{\mathrm{dur,\gamma}}$ erhöht werden.

ANMERKUNG 2 Der landesspezifische Wert $\Delta c_{\mathrm{dur,\gamma}}$ kann dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0 mm.

(3) Bei der Verwendung von nichtrostendem Stahl oder bei Anwendung anderer besonderer Schutzmaßnahmen darf die Mindestbetondeckung um $\Delta c_{\mathrm{dur,st}}$ reduziert werden. Dabei sollten die Auswirkungen auf alle relevanten Baustoffeigenschaften, einschließlich Verbund, berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 3 Der landesspezifische Wert $\Delta c_{\mathrm{dur,st}}$ kann dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ohne weitere Spezifikationen ist 0 mm.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

P.4 Dauerhaftigkeitsbezogene, indikative Festigkeitsklassen

(1) Die Wahl eines ausreichend dauerhaften Betons zum Schutz vor Bewehrungskorrosion und Betonangriff erfordert die Berücksichtigung der Betonzusammensetzung. Dies kann dazu führen, dass eine höhere Druckfestigkeitsklasse des Betons als für den Bemessungswiderstand erforderlich wird. Der Zusammenhang zwischen Betonfestigkeitsklassen und Expositionsklassen (siehe Tabelle 6.1) darf mittels indikativer Festigkeitsklassen beschrieben werden.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte der indikativen Mindestfestigkeitsklassen können dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle P.4(NDP) angegeben.

Tabelle P.4 (NDP) — Indikative Mindestfestigkeitsklassen

Korrosion										
	Ausgelöst durch Karbonatisierung				**Ausgelöst durch Chloride**			**Ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser**		
1	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
2	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Betonschädigung										
	Kein Risiko	**Angriff durch Frost-Tau-Wechsel**						**Chemischer Angriff**		
3	X0	XF1	XF2		XF3			XA1	XA2	XA3
4	C12/15	C30/37	C25/30		C30/37			C30/37		C35/45
ANMERKUNG Zu den Expositionsklassen siehe Tabelle 6.1.										

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Anhang Q
(normativ)

Nichtrostender Betonstahl

Q.1 Anwendung dieses Anhangs

(1) Dieser normative Anhang enthält zusätzliche Regeln zu nichtrostendem Betonstahl.

Q.2 Anwendungsbereich und Gültigkeitsbereich

(1) Die Festlegungen nach diesem Eurocode gelten für gerippten und profilierten nichtrostenden Betonstahl, sofern sie nicht in diesem normativen Anhang Q modifiziert werden.

(2) Dieser normative Anhang behandelt keine einbetonierten Befestigungsmittel zur Verankerung von Stahlplatten oder -bauteilen auf der Oberfläche von Betontragwerken.

ANMERKUNG Befestigungsmittel können nach EN 1992-4 und exponierte Stahlbauteile nach prEN 1993-1-1 bemessen werden.

Q.3 Allgemeines

(1) Besondere Festlegungen für nichtrostenden Betonstahl sind in Tabelle Q.1 angegeben.

Tabelle Q.1 — Besondere Festlegungen für nichtrostenden Betonstahl

Verweisauf den Original-abschnitt	Modifizierte Werte und Begriffe für nichtrostenden Betonstahl	Festlegungen und Gleichungen für nichtrostenden Betonstahl
5.2.2(4)	Neuer Begriff $f_{0,2k}$ in Tabelle 5.4 und Tabelle 5.5 eingeführt.	charakteristischer Wert von $k = (f_t/f_{0,2})_k$
5.2.3(2)	Neue Anmerkung hinzugefügt.	ANMERKUNG Weiterführende Regeln zum Schweißen von nichtrostendem Stahl sind in prEN 10370:2019, E.1, enthalten.
5.2.4(2)	Neuer Begriff $f_{0,2k}$ eingeführt.	(2) Bei der Bemessung darf eine der folgenden Annahmen getroffen werden (siehe Bild 5.2): a) ein ansteigender nach-elastischer Ast mit einem Dehnungsgrenzwert $\varepsilon_{ud} \leq 0{,}9\varepsilon_{uk}$ und einer Höchstspannung von $k \cdot f_{0,2k}/\gamma_S$ bei ε_{uk}, wobei $k = (f_t/f_{0,2})_k$ ist;
5.2.4(3)	Neue Begriffe hinzugefügt.	(3) Sofern keine genaueren Werte vorliegen, darf der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls E_s für nichtrostenden Stahl mit 200 000 MPa angenommen werden. ANMERKUNG Der Elastizitätsmodul von nichtrostendem Stahl ist abhängig von der Legierung und kann zwischen 150 000 MPa und 200 000 MPa betragen. Der tatsächliche Elastizitätsmodul eines nichtrostendem Betonstahls kann einer Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen werden.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Verweisauf den Original-abschnitt	Modifizierte Werte und Begriffe für nichtrostenden Betonstahl	Festlegungen und Gleichungen für nichtrostenden Betonstahl
5.2.4(5)	Neue Begriffe hinzugefügt.	(5) Für die Bemessung darf der Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_{s,th}$ für nichtrostenden Stahl mit $10 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1} angesetzt werden, sofern keine genaueren Werte vorliegen. ANMERKUNG Der Wärmeausdehnungskoeffizient von nichtrostendem Stahl ist abhängig von der Legierung und kann bis zu $15 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1} betragen. Der tatsächliche Wärmeausdehnungskoeffizient eines nichtrostenden Stahls kann einer Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen werden.
6.5.2.2	Neue Regeln hinzugefügt.	Siehe Q.4.
C.4	Neuer Abschnitt C.4.2.	Die Anforderungen an die Hersteller von nichtrostendem und von Kohlenstoffstahl sind nicht identisch. Die in prEN 10370 enthaltenen Bewertungs- und Nachweisverfahren der 0,2 %-Dehngrenze $R_{p0,2k}$ bieten dennoch ausreichende Überprüfungsmöglichkeiten, um diese als $f_{0,2k}$ zu verwenden.

Q.4 Mindestbetondeckung für die Dauerhaftigkeit

(1) Für die Bemessung auf Dauerhaftigkeit mit Bewehrung aus nichtrostendem Betonstahl sind die Widerstandsklassen von nichtrostendem Stahl (SSRC, en: stainless steel resistance classes) in Tabelle Q.2 festgelegt.

ANMERKUNG Für ein alternatives Verfahren zur Bemessung der Betondeckung auf Dauerhaftigkeit ohne Anwendung der Expositionswiderstandsklassen (ERC) siehe Anhang P.

Tabelle Q.2 — Klassifizierung der Korrosionsbeständigkeit von nichtrostendem Betonstahl in Abhängigkeit der Äquivalenzzahl der Lochfraßbeständigkeit PRE

Widerstands-klasse von nicht-rostendem Stahl	Äquivalenz-zahl der Lochfraß-beständigkeit (PRE)[a]	Beschreibung	Informative Beispiele nach EN 10088-1		
			Ferritisch	Duplex	Austenitisch
SSRC0	0 bis 9	Kohlenstoffbetonstahl	—	—	—
SSRC1	10 bis 16	Chromstahl	1.4003	—	—
SSRC2	17 bis 22	Chrom-Nickel-Stahl	—	1.4482	1.4301 1.4307
SSRC3	23 bis 30	Chrom-Nickel-Stahl mit Molybdän	—	1.4362	1.4401 1.4404 1.4571
SSRC4	≥ 31	Stähle mit erhöhtem Chrom- und Molybdängehalt	—	1.4462	1.4529

[a] Berechnung der Äquivalenzzahl der Lochfraßbeständigkeit: PRE = Cr + 3,3 · Mo + n · N; Cr, Mo und N, in % (Massenanteil). Dabei ist $n = 0$ für ferritische Stähle, $n = 16$ für Duplex-Stähle und $n = 30$ für austenitische Stähle.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Wenn Bewehrung aus nichtrostendem Stahl verwendet wird, darf die Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ nach Tabelle Q.3(NDP) verwendet werden. Für diese Situationen sollten die Auswirkungen auf alle relevanten Baustoffeigenschaften und Auslegungsparameter, einschließlich Verbund, berücksichtigt werden.

Tabelle Q.3 (NDP) — Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ für Bewehrung aus nichtrostendem Stahl

Expositionsklasse	Expositionswiderstandsklasse (ERC)	Widerstandsklasse von nichtrostendem Stahl[a]			
		SSRC1	SSRC2	SSRC3	SSRC4
XC1	≤ XRC9	0	0	0	0
XC2		0	0	0	0
XC3	≤ XRC5	0	0	0	0
	≤ XRC9	15	0	0	0
XC4	≤ XRC5	15	0	0	0
	≤ XRC9	20	0	0	0
XD1, XS1	≤ XRDS1,5	20	15	0	0
	≤ XRDS3,5	30	20	15	0
	≤ XRDS5,5	35	25	20	0
XD2, XD3, XS2, XS3	≤ XRDS1,5	35	25	20	0
	≤ XRDS3,5	45	35	25	15
	≤ XRDS5,5	55	45	35	25

ANMERKUNG 1 Die Werte in der Tabelle für die Betondeckung gelten für eine geplante Nutzungsdauer von 50 Jahren, sofern ein Nationaler Anhang nicht einige Klassen ausschließt oder andere Werte angibt.

ANMERKUNG 2 Bei einer geplanten Nutzungsdauer von 100 Jahren sollte $c_{min,dur}$ nach Tabelle Q.3(NDP) für alle ERC-Klassen um +10 mm erhöht werden, sofern ein Nationaler Anhang nicht einige Klassen ausschließt oder andere Werte angibt.

ANMERKUNG 3 Im Fall einer kombinierten Einwirkung von Korrosion durch Karbonatisierung und Chloride sollte $c_{min,dur}$ nach Tabelle Q.3(NDP) um 20 mm erhöht werden oder es sollte eine höhere Widerstandsklasse von nichtrostendem Stahl gewählt werden, sofern ein Nationaler Anhang keine anderen Werte enthält.

[a] Für die Korrosionswiderstandsklassen von nichtrostendem Stahl siehe Tabelle Q.2.

(3) Falls das Schweißen von nichtrostendem Stahl notwendig ist, muss die Empfindlichkeit gegenüber interkristalliner Korrosion (Spannungsrisskorrosion) bei der Auswahl des geeigneten nichtrostenden Stahls berücksichtigt werden.

Q.5 Ermüdungsnachweis

(1) Die Werte nach 10.4(1) dürfen für nichtrostenden Stahl verwendet werden, der die Anforderungen nach C.4.2 erfüllt.

(2) Die Werte nach Tabelle E.1(NDP) dürfen für nichtrostenden Stahl verwendet werden, der die Anforderungen nach C.4.2 erfüllt.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Literaturhinweise

Verweisungen in Empfehlungen (d. h. „sollte“-Sätze)

Die folgenden Dokumente werden im Text in solcher Weise in Bezug genommen, dass einige Teile davon oder ihr gesamter Inhalt eine streng empfohlene Wahl oder Vorgehensweise dieses Dokuments darstellen. Vorbehaltlich der nationalen gesetzlichen Vorschriften und/oder gegebenenfalls relevanten vertraglichen Bestimmungen könnten alternative Dokumente angewendet/eingeführt werden, soweit dies technisch gerechtfertigt 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).

[1] EN 12390-13, *Prüfung von Festbeton — Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul)*

[2] EN 12390-15, *Prüfung von Festbeton — Teil 15: Adiabatisches Verfahren zur Bestimmung der Wärme, die während des Erhärtungsprozesses von Beton freigesetzt wird*

[3] EN 12390-16, *Prüfung von Festbeton — Teil 16: Bestimmung des Schwindens von Beton*

[4] EN ISO 15630 (alle Teile), *Stahl für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton — Prüfverfahren*

[5] EAD 160004-00-0301, *Post-tensioning kits for prestressing of structures*

[6] EAD 330087-00-0601, *Systems for post-installed rebar connections with mortar*

[7] EN 1536, *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau — Bohrpfähle*

[8] EN 1538, *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau — Schlitzwände*

In Erlaubnissen enthaltene Verweisungen (d. h. „darf“-Sätze)

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

[1] EN 196-2, *Prüfverfahren für Zement — Teil 2: Chemische Analyse von Zement*

[2] EN 12390-14, *Prüfung von Festbeton — Teil 14: Teiladiabatisches Verfahren zur Bestimmung der Wärme, die während des Erhärtungsprozesses von Beton freigesetzt wird*

[3] EN 13577, *Chemischer Angriff an Beton — Bestimmung des Gehalts an angreifendem Kohlendioxid in Wasser*

[4] EN 16502, *Prüfverfahren zur Bestimmung des Säuregrades eines Bodens nach Baumann-Gully*

[5] EN ISO 7980, *Wasserbeschaffenheit — Bestimmung von Calcium und Magnesium — Verfahren mittels Atomabsorptionsspektrometrie (ISO 7980:1986)*

[6] ISO 4316, *Surface active agents — Determination of pH of aqueous solutions — Potentiometric method*

[7] ISO 7150-1, *Water quality — Physical, chemical and biochemical methods — Determination of ammonium: manual spectrometric method*

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

In Erlaubnissen und Anmerkungen enthaltene Verweisungen (d. h. „kann“-Sätze)

Die folgenden Dokumente werden zu informativen Zwecken im Dokument zitiert, z. B. in „kann“-Sätzen und Anmerkungen.

[1] EN 1542, *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken — Prüfverfahren — Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch*

[2] EN 1998 (alle Teile), *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

[3] EN 12620, *Gesteinskörnungen für Beton*

[4] EN 14199, *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau — Mikropfähle*

[5] EAD 160129-00-0301

Sonstige

[1] EN 1504-2, *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken — Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität — Teil 2: Oberflächenschutzsysteme für Beton*

[2] EN 12504 (alle Teile), *Prüfung von Beton in Bauwerken*

[3] *fib* Bulletin 75: Polymer-duct systems for internal bonded post-tensioning. Recommendation (172 pages, ISBN 978-2-88394-115-1, December 2014.)

[4] EN 10088-1, *Nichtrostende Stähle — Teil 1: Verzeichnis der nichtrostenden Stähle*

[5] EN 13369, *Allgemeine Regeln für Betonfertigteile*

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

– Entwurf –

EUROPEAN STANDARD

NORME EUROPÉENNE

EUROPÄISCHE NORM

DRAFT
prEN 1992-1-1

September 2021

ICS 91.010.30; 91.080.40

Will supersede EN 1992-1-1:2004

English Version

Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures

Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-1: Règles générales - Règles pour les bâtiments, les ponts et les ouvrages de génie civil

Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke

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.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

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

CEN-CENELEC Management Centre: Rue de la Science 23, B-1040 Brussels

© 2021 CEN All rights of exploitation in any form and by any means reserved worldwide for CEN national Members.

Ref. No. prEN 1992-1-1:2021 E

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

– Entwurf –

Printed copies are uncontrolled

Contents

Page

European foreword 11

0 Introduction 12

1 Scope 15
1.1 Scope of Part 1-1 of EN 1992 15
1.2 Assumptions 15

2 Normative references 16

3 Terms, definitions and symbols 17
3.1 Terms and definitions 17
3.2 Symbols and abbreviations 29
3.3 Symbols in Annex A 49
3.4 Symbols in Annex I 50
3.5 Symbols in Annex J 51
3.6 Symbols in Annex JA 54
3.7 Symbols in Annex L 55
3.8 Abbreviations 56
3.9 Units 57
3.10 Sign conventions 57

4 Basis of design 57
4.1 General rules 57
4.1.1 Basic requirements 57
4.1.2 Structural reliability and quality management 57
4.1.3 Design service life 57
4.2 Basic variables 58
4.2.1 Actions and time-dependent effects 58
4.2.2 Geometric data 59
4.3 Verification by the partial factor method 60
4.3.1 Partial factor for shrinkage action 60
4.3.2 Partial factors for prestress action 60
4.3.3 Partial factors for materials 60
4.4 Requirements for fastenings and post-installed reinforcing steel 61

5 Materials 62
5.1 Concrete 62
5.1.1 General 62
5.1.2 Properties and related conditions 62
5.1.3 Strength 62
5.1.4 Elastic deformation 63
5.1.5 Creep and shrinkage 64
5.1.6 Design assumptions 66
5.2 Reinforcing steel 68
5.2.1 General 68
5.2.2 Properties 68
5.2.3 Welding of reinforcing bars 69
5.2.4 Design assumptions 69
5.2.5 Reinforcement bar couplers 70
5.2.6 Headed bars for reinforcement 70

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

5.3 Prestressing steel ... 70
5.3.1 General ... 70
5.3.2 Properties ... 71
5.3.3 Design assumptions ... 72
5.4 Prestressing systems ... 72
5.4.1 General ... 72
5.4.2 Anchorage zones ... 73

6 Durability ... 74
6.1 General ... 74
6.2 Requirements for durability ... 74
6.3 Environmental exposure conditions ... 75
6.4 Exposure resistance classes ... 79
6.5 Concrete cover ... 79
6.5.1 Nominal cover ... 79
6.5.2 Minimum cover ... 80
6.5.3 Allowance in design for deviation ... 84

7 Structural analysis ... 86
7.1 General ... 86
7.2 Structural modelling for analysis ... 86
7.2.1 Geometric imperfections ... 86
7.2.2 Idealisation of the structure ... 90
7.2.3 Geometric data ... 90
7.3 Methods of analysis ... 92
7.3.1 Linear elastic analysis ... 92
7.3.2 Linear elastic analysis with redistribution ... 93
7.3.3 Plastic analysis ... 95
7.3.4 Non-linear analysis ... 95
7.4 Second order structural analysis of members and systems with axial force ... 96
7.4.1 General ... 96
7.4.2 Creep ... 96
7.4.3 Methods of analysis ... 97
7.4.4 Compression member with biaxial bending ... 98
7.5 Lateral instability of slender beams ... 99
7.6 Prestressed members and structures ... 100
7.6.1 General ... 100
7.6.2 Prestressing force ... 100
7.6.3 Immediate losses of prestress ... 101
7.6.4 Time dependent losses of prestress ... 103
7.6.5 Effects of prestressing at ultimate limit state ... 104

8 Ultimate Limit States (ULS) ... 105
8.1 Bending with or without axial force ... 105
8.1.1 General ... 105
8.1.2 Stress distribution in the compression zones ... 106
8.1.3 Bending in slabs ... 107
8.1.4 Confined concrete ... 107
8.2 Shear ... 110
8.2.1 General verification procedure ... 110
8.2.2 Detailed verification for members not requiring design shear reinforcement ... 113
8.2.3 Members requiring design shear reinforcement ... 116
8.2.4 In-plane shear and transverse bending ... 122
8.2.5 Shear between web and flanges ... 122

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

8.2.6 Shear at interfaces ... 124
8.3 Torsion and combined actions ... 128
8.3.1 General considerations for torsion ... 128
8.3.2 Internal forces due to torsion in compact or closed sections ... 128
8.3.3 Internal forces due to torsion in open sections ... 129
8.3.4 Torsional resistance of compact or closed sections ... 130
8.3.5 Design procedure for combination of actions ... 131
8.3.6 Interaction formula ... 131
8.4 Punching ... 131
8.4.1 General ... 131
8.4.2 Shear-resisting effective depth, control perimeter and shear stress ... 132
8.4.3 Punching shear resistance of slabs without shear reinforcement ... 136
8.4.4 Punching shear resistance of slabs with shear reinforcement ... 138
8.5 Design with strut-and-tie models and stress fields ... 140
8.5.1 General ... 140
8.5.2 Struts and compression fields ... 142
8.5.3 Ties ... 144
8.5.4 Nodes ... 144
8.5.5 Spreading of struts ... 147
8.6 Partially loaded areas ... 149

9 Serviceability Limit States (SLS) ... 152
9.1 General ... 152
9.2 Crack control ... 152
9.2.1 General considerations ... 152
9.2.2 Minimum reinforcement areas for crack control ... 157
9.2.3 Simplified control of cracking ... 159
9.2.4 Refined control of cracking ... 160
9.3 Deflection control ... 164
9.3.1 General consideration ... 164
9.3.2 Simplified deflection control by span/depth-ratio ... 164
9.3.3 Simplified calculation of long-term deflections for reinforced concrete building structures ... 166
9.3.4 General method for deflection calculations ... 167
9.4 Vibrations ... 168

10 Fatigue ... 169
10.1 General ... 169
10.2 Combination of actions ... 169
10.3 Internal forces and stresses for fatigue verification ... 169
10.4 Simplified verification of reinforcing or prestressing steel ... 171
10.5 Simplified verification of concrete under compression or compression-tension ... 171
10.6 Simplified verification of concrete under shear ... 172
10.7 Simplified verification of shear at interfaces ... 172

11 Detailing of reinforcement and post-tensioning tendons ... 173
11.1 General ... 173
11.2 Spacing of bars ... 173
11.3 Permissible mandrel diameters for bent bars ... 173
11.4 Anchorage of reinforcing steel in tension and compression ... 175
11.4.1 General ... 175
11.4.2 Anchorage of straight bars ... 176
11.4.3 Anchorage of bundles ... 179
11.4.4 Anchorage of bars with bends and hooks ... 179

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

11.4.5 Anchorage of bars with welded transverse reinforcement ... 180
11.4.6 Anchorage of U-bar loops ... 181
11.4.7 Anchorage of headed bars ... 181
11.4.8 Anchorage of bonded post-installed reinforcing steel ... 182
11.5 Laps of reinforcing steel in tension and compression and mechanical couplers ... 184
11.5.1 General ... 184
11.5.2 All types of laps ... 184
11.5.3 Laps of bundles ... 187
11.5.4 Laps using U-bar loops ... 188
11.5.5 Laps using headed bars ... 190
11.5.6 Mechanical couplers ... 192
11.5.7 Full penetration butt weld and fillet weld splices ... 192
11.6 Post-tensioning tendons ... 193
11.6.1 General ... 193
11.6.2 Minimum spacing of ducts ... 193
11.6.3 Minimum radius of curvature and straight length of tendons adjacent to the anchorages ... 193
11.6.4 Anchorages, couplers and deviators of post-tensioning tendons ... 194
11.7 Deviation forces due to curved tensile and compressive chords ... 195

12 Detailing of members and particular rules ... 196
12.1 General ... 196
12.2 Minimum reinforcement rules ... 196
12.3 Beams ... 198
12.3.1 General ... 198
12.3.2 Longitudinal reinforcement ... 199
12.3.3 Shear and torsion reinforcement ... 200
12.3.4 Suspension reinforcement for indirect support ... 202
12.4 Slabs ... 202
12.4.1 General ... 202
12.4.2 Shear reinforcement ... 204
12.5 Slab-column connections and column bases ... 204
12.5.1 Punching shear reinforcement ... 204
12.5.2 Integrity reinforcement against progressive collapse of flat slabs ... 207
12.6 Columns ... 207
12.7 Walls and deep beams ... 209
12.8 Foundations ... 209
12.9 Tying systems for robustness of buildings ... 211
12.9.1 General ... 211
12.9.2 Dimensioning of ties ... 211
12.9.3 Required resistances for ties ... 212
12.10 Supports, bearings and expansion joints ... 213
12.11 Surface reinforcement for large diameter bars ... 214

13 Additional rules for precast concrete elements and structures ... 216
13.1 General ... 216
13.2 Specific requirements ... 216
13.3 Concrete ... 216
13.3.1 Strength for heat curing ... 216
13.3.2 Creep and shrinkage ... 216
13.4 Structural analysis ... 217
13.4.1 General ... 217
13.4.2 Losses of prestress during heat curing ... 217
13.5 Design and detailing of pre-tensioning tendons ... 218

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

13.5.1 Arrangement of tendons ... 218
13.5.2 Anchorage zones ... 219
13.5.3 Transfer of prestress ... 219
13.5.4 Anchorage of tensile force at ULS ... 220
13.5.5 Shear resistance of precast members without shear reinforcement ... 221
13.6 Floor systems for buildings ... 222
13.6.1 Transverse distribution of loads ... 222
13.6.2 Diaphragm action ... 223
13.7 Connections and supports ... 223
13.7.1 General ... 223
13.7.2 Supports ... 226
13.7.3 Pocket foundations for buildings ... 227
13.7.4 Tying systems for buildings ... 228

14 Plain and lightly reinforced concrete structures ... 229
14.1 General ... 229
14.2 Concrete ... 229
14.3 Structural analysis ... 229
14.4 Ultimate limit states ... 229
14.4.1 General ... 229
14.4.2 Design resistance to bending with axial force ... 230
14.4.3 Shear ... 230
14.4.4 Torsion ... 231
14.4.5 Ultimate limit states induced by structural deformation (buckling) ... 231
14.5 Serviceability limit states ... 233
14.6 Detailing of members and particular rules ... 234
14.6.1 Structural members ... 234
14.6.2 Construction joints ... 234
14.6.3 Strip and pad footings ... 234

Annex A (normative) Adjustment of partial factors for materials ... 235
A.1 Use of this annex ... 235
A.2 Scope and fields of application ... 235
A.3 General ... 235

Annex B (normative) Time dependent behaviour of materials: Creep, shrinkage and elastic strain of concrete and relaxation of prestressing steel ... 243
B.1 Use of this annex ... 243
B.2 Scope and field of application ... 243
B.3 General ... 243
B.4 Development of concrete strength and stiffness with time ... 244
B.5 Basic formulae for determining the creep coefficient ... 245
B.6 Basic formulae for determining the shrinkage strain ... 248
B.7 Tests on elastic deformations, creep and shrinkage ... 249
B.8 Detailed analysis for creep at variable loading ... 251
B.9 Relaxation of prestressing steel ... 251

Annex C (normative) Requirements to materials ... 253
C.1 Use of this annex ... 253
C.2 Scope and field of application ... 253
C.3 Concrete ... 253

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

C.4 Reinforcing Steel ... 254
C.5 Prestressing steel ... 256
C.6 Couplers ... 259
C.7 Headed bars ... 260
C.8 Post-installed reinforcing steel systems ... 260
C.9 Fibre Reinforced Polymer Reinforcement ... 261
Annex D (informative) Evaluation of early-age and long-term cracking due to restraint . 263
D.1 Use of this annex ... 263
D.2 Scope and field of application ... 263
D.3 General ... 263
D.4 Assessment of temperature history ... 264
D.5 Stress calculations ... 266
D.6 Crack width calculations ... 267
Annex E (normative) Additional rules for fatigue verification ... 268
E.1 Use of this annex ... 268
E.2 Scope and field of application ... 268
E.3 General ... 268
E.4 Verification using damage equivalent stress range ... 268
E.5 Explicit verifications using *Palmgren-Miner* Rule ... 270
Annex F (informative) Non-linear analyses procedures ... 273
F.1 Use of this annex ... 273
F.2 Scope and field of application ... 273
F.3 General ... 273
F.4 Partial factor method (PFM) ... 274
F.5 Global factor method (GFM) ... 274
F.6 Full probabilistic method ... 276
F.7 Model uncertainty ... 276
Annex G (normative) Design of membrane-, shell- and slab elements ... 278
G.1 Use of this annex ... 278
G.2 Scope and field of application ... 278
G.3 Design of membrane elements in ULS ... 278
G.4 Design of shell- and slab elements in ULS ... 280
G.5 Refined control of cracking in membrane elements in SLS ... 283
Annex H (informative) Guidance on design of concrete structures for water-tightness ... 285
H.1 Use of this annex ... 285
H.2 Scope and field of application ... 285
H.3 General ... 285
H.4 Tightness classes ... 285
Annex I (informative) Assessment of Existing Structures ... 288
I.1 Use of this annex ... 288

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.2 Scope and field of application ... 288
I.3 General ... 288
I.4 Basis of assessment ... 289
I.5 Materials ... 290
I.6 Durability - Minimum cover for bond ... 293
I.7 Structural analysis ... 293
I.8 Ultimate Limit States (ULS) ... 294
I.9 Serviceability Limit States (SLS) ... 299
I.10 Fatigue ... 300
I.11 Detailing of reinforcement and post-tensioning tendons ... 300
I.12 Detailing of members and particular rules - Minimum reinforcement rules ... 303
Annex J (informative) Strengthening of Existing Concrete Structures with CFRP ... 304
J.1 Use of this annex ... 304
J.2 Scope and field of application ... 304
J.3 General ... 304
J.4 Basis of design - Partial factors for materials ... 304
J.5 Materials - Properties and related conditions ... 305
J.6 Durability - Environmental exposure conditions ... 306
J.7 Structural analysis ... 306
J.8 Ultimate limit states (ULS) ... 307
J.9 Serviceability limit stateS (SLS) ... 311
J.10 Fatigue ... 311
J.11 Bond and anchorage of CFRP systems ... 312
J.12 Detailing of Members and Particular rules – Detailing of CFRP ... 317
Annex JA (informative) Embedded FRP Reinforcement ... 320
JA.1 Use of this annex ... 320
JA.2 Scope and field of application ... 320
JA.3 General ... 320
JA.4 Verification- Partial Factors for FRP reinforcement ... 320
JA.5 Materials - FRP reinforcement ... 321
JA.6 Durability - Concrete cover - Special rules for FRP reinforcement ... 322
JA.7 Structural analysis - Special rules for FRP reinforcement ... 322
JA.8 Ultimate Limit States (ULS) - Special rules for FRP reinforcement ... 323
JA.9 Serviceability Limit States (SLS) - Special rules for FRP reinforcement ... 324
JA.10 Fatigue ... 324
JA.11 Detailing of FRP reinforcement ... 324
JA.12 Additional rules for precast concrete elements and structures ... 326
JA.13 Lightly reinforced concrete structures ... 326
Annex K (normative) Bridges ... 327
K.1 Use of this annex ... 327
K.2 Scope and field of application ... 327
K.3 Normative References ... 327

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

K.4 Terms, definitions and symbols ... 327
K.5 Basis of design ... 327
K.6 Materials ... 327
K.7 Durability ... 327
K.8 Structural analysis ... 329
K.9 Ultimate limit states (ULS) ... 329
K.10 Serviceability limit states (SLS) ... 329
K.11 Fatigue verification using damage equivalent stress range ... 329
K.12 Detailing of reinforcement and post-tensioning tendons ... 336
K.13 Detailing of members and particular rules ... 336
K.14 Additional rules for precast concrete elements and structures ... 338
K.15 Plain and lightly reinforced concrete structures ... 339
K.16 Annexes A to O ... 339

Annex L (informative) Steel Fibre Reinforced Concrete Structures ... 340
L.1 Use of this annex ... 340
L.2 Scope and field of application ... 340
L.3 General ... 340
L.4 Basis of design - Verification by the partial factor method - Partial factors for materials ... 340
L.5 Materials - Steel Fibre Reinforced Concrete ... 341
L.6 Durability - Concrete cover - Minimum cover ... 344
L.7 Structural analysis - Plastic analysis - Special rules for SFRC structures ... 344
L.8 Ultimate Limit States (ULS) ... 345
L.9 Serviceability Limit States (SLS) - Crack control ... 348
L.10 Fatigue ... 349
L.11 Detailing of reinforcement and post-tensioning tendons ... 349
L.12 Detailing of members and particular rules ... 349
L.13 Additional rules for precast concrete elements and structures ... 350
L.14 Lightly reinforced SFRC structures ... 351

Annex M (normative) Lightweight aggregate concrete structures ... 353
M.1 Use of this annex ... 353
M.2 Scope and field of application ... 353
M.3 General ... 353

Annex N (informative) Recycled aggregates concrete structures ... 356
N.1 Use of this annex ... 356
N.2 Scope and field of application ... 356
N.3 General ... 356

Annex O (informative) Simplified approaches for second order effects ... 359
O.1 Use of this Informative Annex ... 359
O.2 Scope and field of application ... 359
O.3 Critical load of building structures ... 359
O.4 Critical load of isolated members ... 360

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

O.5 Slenderness ratio and effective length of isolated members ... 361
O.6 Slenderness criteria for isolated members ... 361
O.7 Simplified analysis of isolated members based on nominal curvature ... 362
O.8 Second order elastic method ... 365
Annex P (informative) Alternative cover approach for durability ... 367
P.1 Use of this Informative Annex ... 367
P.2 Scope and field of application ... 367
P.3 Minimum cover for durability ... 367
P.4 Indicative strength classes for durability ... 369
Annex Q (normative) Stainless reinforcing steel ... 371
Q.1 Use of this annex ... 371
Q.2 Scope and field of application ... 371
Q.3 General ... 371
Q.4 Minimum cover for durability ... 372
Q.5 Fatigue verification ... 373
Bibliography ... 374

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

European foreword

This document (prEN 1992-1-1:2021) has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 “Structural Eurocodes”, 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 1992-1-1:2004, EN 1992-2:2005 and EN 1992-3:2006 and their 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.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

0 Introduction

0.1 Introduction to the Eurocodes

The Structural Eurocodes comprise the following standards generally consisting of a number of Parts:

— EN 1990, *Eurocode: Basis of structural and geotechnical design*

— EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures*

— EN 1992, *Eurocode 2: Design of concrete structures*

— EN 1993, *Eurocode 3: Design of steel structures*

— EN 1994, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures*

— EN 1995, *Eurocode 5: Design of timber structures*

— EN 1996, *Eurocode 6: Design of masonry structures*

— EN 1997, *Eurocode 7: Geotechnical design*

— EN 1998, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*

— EN 1999, *Eurocode 9: Design of aluminium structures*

— <New parts>

The Eurocodes are intended for use by designers, clients, manufacturers, constructors, relevant authorities (in exercising their duties in accordance with national or international regulations), educators, software developers, and committees drafting standards for related product, testing and execution standards.

NOTE Some aspects of design are most appropriately specified by relevant authorities or, where not specified, can be agreed on a project-specific basis between relevant parties such as designers and clients. The Eurocodes identify such aspects making explicit reference to relevant authorities and relevant parties.

0.2 Introduction to EN 1992 Eurocode 2

(1) EN 1992 applies to the design of buildings, bridges and civil engineering structures in plain, reinforced and prestressed concrete. 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 prEN 1990, *Basis of structural and geotechnical design*.

(2) EN 1992 is only concerned with the requirements for resistance, serviceability, durability and fire resistance of concrete structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not considered.

(3) EN 1992 is subdivided into the following parts:

— *Part 1-1: General rules — Rules for buildings, bridges and civil engineering structures*,

— *Part 1-2: General rules — Structural fire design*,

— *Part 4: Design of fastenings for use in concrete*.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

0.3 Introduction to prEN 1992-1-1

(1) prEN 1992-1-1 describes the principles and requirements for safety, serviceability and durability of concrete structures. It is based on the limit state concept used in conjunction with a partial factor method.

(2) prEN 1992-1-1 also serves as a reference document for other CEN TCs concerning structural matters.

(3) Numerical values for partial factors and other reliability parameters are recommended as basic values that provide an acceptable level of reliability. They have been selected assuming that an appropriate level of workmanship and of quality management applies. When prEN 1992-1-1 is used as a base document by other CEN/TCs the same values need to be taken.

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 prEN 1992-1-1

This Eurocode gives values with notes indicating where national choices may be made. Therefore, the national standard implementing prEN 1992-1-1 should have a National Annex containing all Nationally Determined Parameters to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the relevant country.

A National Annex can contain, directly or by reference, non-contradictory complementary information (NCCI). To assist the user in applying the Eurocode, provided it does not alter any provisions of the Eurocodes.

National choice is allowed in prEN 1992-1-1 through the following clauses:

4.2.1.5(3)	5.2.1(4)	6.5.2.2(9)	11.4.2(2)	B.6(1)
4.2.2(1)	5.2.2(4)	6.5.2.2(10)	11.4.2(3)	C.4(1)
4.3.1.1(1)	5.3.1(3)	6.5.3(1)	12.3.1(1)	C.6(3)
4.3.1.2(1)	5.3.2(2)	7.3.2(4)	12.4.1(1)	C.7(2)
4.3.1.2(2)	6.3(3)	7.8.3(3)	12.6.1(1)	C.8(2)
4.3.1.3(1)	6.4(1)	8.2.1(3)	12.7.1(2)	E.4.2(1)
4.3.3(3)	6.5.2.1(2)	8.2.1(4)	12.9.3(1)	F.5.2(1)
5.1.3(3)	6.5.2.2(1)	8.2.2(5)	14.2(1)	F.7(2)
5.1.4(2)	6.5.2.2(2)	8.4.2(1)	14.4.5.2(1)	F.7(8)
5.1.5(4)	6.5.2.2(3)	8.4.4(3)	A(1)	H.4.2(4)
5.1.6(1)	6.5.2.2(7)	9.2.1(5)	A(3)	I.4.2.1(2)
5.1.6(2)	6.5.2.2(8)	9.2.4(2)	A(6)	I.5.2.1(3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.5.2.2(1)	JA.4(1)	L.4 (1)	L.12.3.1(2)	P.2(2)
I.8.3.1(1)	K.7(2)	L.5.2(2)	O.1(1)	P.2(3)
I.9.1(2)	K.7(3)	L.5.5.2(1)	P.1(3)	P.3(1)
J.4(1)	K.14(2)	L.11.2(1)	P.2(1)	Q.4(2)

National choice is allowed in prEN 1992-1-1 on the application of the following informative annexes:

— Annex D (informative) Evaluation of early-age and long-term cracking due to restraint

— Annex F (informative) Non-linear analyses procedures

— Annex H (informative) Guidance on design of concrete structures for water-tightness

— Annex I (informative) Assessment of existing concrete structures

— Annex J (informative) Strengthening of existing concrete structures with CFRP

— Annex JA (informative) Embedded FRP-reinforcement

— Annex L (informative) Steel fibre reinforced concrete structures

— Annex N (informative) Recycled aggregate concrete structures

— Annex O (informative) Simplified approaches for second order effects,

— Annex P (informative) Alternative cover approach for durability.

NOTE A country can permit the use of an Informative Annex, can prohibit its use or can make use of it as a national requirement.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

1 Scope

1.1 Scope of Part 1-1 of EN 1992

(1) This document gives the general basis for the design of structures in plain, reinforced and prestressed concrete made with normal weight, lightweight and heavyweight aggregates together with specific rules for buildings, bridges and civil engineering structures, including temporary structures, under temperature conditions between −40 °C and +100 °C generally. It complies with the principles and requirements for the safety, serviceability, durability and robustness of structures, the basis of their design and verification that are given in prEN 1990:2021 Basis of structural and geotechnical design.

(2) prEN 1992 is only concerned with the requirements for resistance, serviceability, durability, robustness and fire resistance of concrete structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not considered.

(3) Specific rules or information are covered in Annexes:

— for Assessment of Existing Structures in Annex I,

— for Strengthening of Existing Concrete Structures with CFRP in Annex J and Annex C.

— for embedded FRP reinforcement in Annex JA and Annex C.

— for Steel Fibres Reinforced Concrete in Annex L and Annex C.

— for Stainless Steel Reinforcement in Annex Q and Annex C.

(4) This Part 1-1 does not cover:

— resistance to fire (see EN 1992-1-2),

— fastenings in concrete (see EN 1992-4),

— seismic design (see EN 1998 (all parts)),

— particular aspects of special types of civil engineering works (such as dams, pressure vessels),

— structures made with no-fines concrete, aerated or cellular concrete, lightweight aggregate concrete with open structure components,

— structures containing structural steel sections (see EN 1994 (all parts)) for composite steel-concrete structures),

— Structural parts made of concrete with a smallest value of the upper sieve aggregate size $D_{\text{lower}} < 8$ mm, unless otherwise stated in the code.

1.2 Assumptions

(1) The following assumptions apply:

— Structures are designed by appropriately qualified and experienced personnel.

— Construction materials and products are used as specified in this Eurocode or in the relevant material or product specifications.

— Structures are built by appropriately qualified and experienced personnel and construction is inspected by appropriately qualified and experienced inspectors.

— Structures will be adequately maintained.

— Structures will be used in accordance with the design assumptions.

— Requirements for execution and workmanship given in EN 13670 are complied with.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

2 Normative references

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content constitutes requirements of this document. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

NOTE See the Bibliography for a list of other documents cited that are not normative references, including those referenced as recommendations (i.e. in 'should' clauses), permissions ('may' clauses), possibilities ('can' clauses), and in notes.

EN 197-1, *Cement: Composition, specification and conformity criteria for common cements*

EN 206, *Concrete: Specification, performance, production and conformity*

EN 1504-4, *Products and systems for the protection and repair of concrete structures — Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity — Part 4: Structural bonding*

prEN 1991:2021, *Basis of structural and geotechnical design*

prEN 1991 (all parts), *Actions on structures*

prEN 1992-1-2:2021, *Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design*

EN 1992-4, *Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 4: Design of fastenings for use in concrete*

prEN 1993 (all parts), *Eurocode 3: Design of steel structures*

prEN 1997 (all parts), *Geotechnical design*

EN 10080, *Steel for the reinforcement of concrete — Weldable reinforcing steel — General*

prEN 10138 (all parts), *Steel for the prestressing of concrete*

prEN 10370, *Steel for the reinforcement of concrete — Stainless steel*

EN 13670, *Execution of concrete structures*

EN 13791:2019, *Assessment of in-situ compressive strength in structures and pre-cast concrete components*

EN 14651, *Test method for metallic fibre concrete — Measuring the flexural tensile strength (limit or proportionality (LOP), residual)*

EN 14889-1, *Fibres for concrete — Steel fibres — Definitions, specifications and conformity*

EN ISO 17660, *Welding — Welding of reinforcing steel*

ISO 10406 (all parts), *Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete — Test methods*

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3 Terms, definitions and symbols

3.1 Terms and definitions

For the purposes of this document, the terms and definitions given in prEN 1990:2021 and the following apply.

3.1.1

anchoring mortar

mortar based on organic or inorganic binder, or a mixture of these, installed at a fluid or paste consistency with the aim to anchor reinforcing steel bars in a drilled hole in concrete structures and to transfer the axial forces in the reinforcing steel bar to the concrete structure

3.1.2

beam

linear member subject primarily to flexure and shear with cross section width not exceeding 4 times its thickness (otherwise it should be considered as a slab) and an effective span of not less than 3 times the overall depth

3.1.3

biaxial bending

simultaneous bending about two principal axis

3.1.4

braced members or systems

structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed *not* to contribute to the overall horizontal stability of a structure

3.1.5

bracing members or systems

structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed to contribute to the overall horizontal stability of a structure

3.1.6

buckling

failure due to instability of a member or structure under perfectly axial compression and without transverse load

3.1.7

buckling load

load at which buckling occurs; for isolated elastic members, it is synonymous with the Euler load

3.1.8

Carbon steel

weldable steel reinforcement in accordance with EN 10080

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.9
chord
compression or tension part of a member idealised as having a narrow width and which interacts with adjacent membrane elements through longitudinal shear

3.1.10
column
linear member subjected primarily to axial compression forces, with cross section depth not exceeding 4 times its width (otherwise it should be considered as a wall) and the length is at least 3 times the section depth

3.1.11
compression field
region of a stress field where concrete is subjected to uniaxial compressive stresses

3.1.12
confinement reinforcement
reinforcement which can increase the uniaxial concrete compressive strength and the deformation capacity through the favourable effect of transverse compressive stresses (8.1.4) or can reduce the required anchorage length by preventing cover spalling (11.4.2(6))

Note 1 to entry: It can consist of stirrups, links, U-bars, headed bars or hoops placed perpendicular or at an angle to the axis of the member.

Note 2 to entry: Confinement reinforcement can reduce the design anchorage length if it is perpendicular to the free surface and anchored into the body of the section.

3.1.13
couplers
steel reinforcement products used for the mechanical splicing of steel reinforcing bars

3.1.14
cover, concrete
distance between the surface of a reinforcement bar or tendon (including links and stirrups and surface reinforcement where relevant) and the nearest concrete surface

3.1.15
cover, minimum
minimum value of the concrete cover provided in order to ensure (i) safe transmission of bond forces, (ii) protection of the steel against corrosion (durability)

3.1.16
cover, nominal
specified value of the concrete cover defined as a minimum cover plus an allowance in design for deviation

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.17

crack formation phase

phase of the cracking process which occurs when forces are close to the cracking forces and in which the full crack pattern is not yet developed. It is typical of the type of cracking due to imposed deformations with large crack spacings. An increase in the imposed strain will not increase cracks width. Instead it will form new cracks

3.1.18

crack width, calculated

calculated crack width at surface of member

3.1.19

creep, basic

creep occurring in concrete when there is no moisture transfer with the surrounding environment

3.1.20

creep, drying

creep, additional to basic creep, occurring in concrete when there is moisture transfer with the surrounding environment. The total creep is the sum of basic and drying creep

3.1.21

deep beam

beam for which the span l_{eff} is less than 3 times the overall section depth h

3.1.22

deformation capacity

ability of a member or part of it or a structure to deform while maintaining its resistance

3.1.23

design specification (or project basis)

document which gives all assumptions taken for design of a particular project in particular including those for which Eurocodes leave options or which deviate from Eurocodes

3.1.24

damp patch

area which, when touched, might leave a light film of moisture on the hand but no droplets of water (i.e. beading)

3.1.25

diaphragm

planar member able to resist in-plane forces

3.1.26

effective tension area

concrete area in tension around reinforcement within which the crack opening is effectively controlled by the reinforcement (area of concrete that needs to be tensioned up to the tensile resistance of concrete to produce a new crack)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

3.1.27

effective depth

in a cross section, distance from the extreme compression fibre to geometrical centroid of longitudinal tension reinforcement

3.1.28

effective length

length used to account for the shape of the deflection curve; it can also be defined as buckling length, i.e. the length of a pin-ended column with constant normal force, having the same cross section and buckling load as the actual member

3.1.29

European Technical Product Specification

— a European Product Standard (EN),

— or a European Technical Assessment (ETA) based on a European Assessment Document (EAD),

— or a transparent and reproducible assessment that complies with all requirements of the relevant EAD

3.1.30

execution specification

document covering all drawings, technical data and requirements necessary for the execution of a particular project

3.1.31

external tendon

tendon external to the concrete, either within the depth of the cross section or on the surface of the cross section, encased inside protective sheath filled with suitable filler

3.1.32

first order effects

action effects calculated without consideration of the effect of structural deformations, but including geometric imperfections

3.1.33

flat slab

slab supported directly by columns, may be solid, ribbed or waffle

3.1.34

general anchorage zone

zone in which the tendon force is dispersed over the member cross section until a linear stress distribution may be assumed

3.1.35

headed bar

reinforcing bar with head attached at one or both ends

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.36
hook
end part of a reinforcement bar, bent at not less than 135°

3.1.37
hoop
closed reinforcement bar or spiral reinforcement enclosing longitudinal reinforcement in compression members

3.1.38
indented reinforcement
reinforcing steel with at least two rows of indentations, which are uniformly distributed over the entire length according to EN 10080

3.1.39
internal forces
resultant of stresses in cross section of a member (axial force, shear force, bending moment, torsion)

3.1.40
internal tendon
tendon which is placed inside the concrete either with bond or without bond to the concrete

3.1.41
isolated member
member for which no load redistribution to adjacent members is possible

3.1.42
isolated precast element
precast element for which no load redistribution to adjacent members is possible

3.1.43
lightweight aggregate concrete
concrete having a closed structure and a density of not more than 2 200 kg/m^3, consisting of or containing a proportion of artificial or natural lightweight aggregates having a particle dry density of less than 2 000 kg/m^3

3.1.44
linear member
structural element, straight or curved, with one dimension significantly larger than the others (such as beams and columns)

3.1.45
link
reinforcement bent to form single or multiple legs that surrounds longitudinal reinforcement. Links may be closed or open with sufficient anchorage at their ends

Note 1 to entry: See also “Stirrup” which has a similar definition as “Link”, but does not include single leg Z- or C-shaped reinforcement.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

3.1.46
local anchorage zone
zone in the immediate vicinity of the tendon anchorage or coupling device in which the tendon force is transmitted from the anchorage or coupling device to the concrete

3.1.47
loop
U-shaped reinforcement bar where both legs transmit their forces to other reinforcement or to concrete through bond

3.1.48
main reinforcement
in one-way slabs, the bending reinforcement placed in the direction perpendicular to the supports

3.1.49
membrane
planar member subjected primarily to in plane forces

3.1.50
nodal region
region of a stress field where the force is transferred amongst concurrent compression fields and/or ties

3.1.51
node
point of intersection of struts and/or ties transferring forces amongst them

3.1.52
nonlinear analysis
analysis method using models that account for mechanical and geometrical non-linear behaviour

3.1.53
ordinary reinforcement
reinforcement which is not prestressed. Where not specified otherwise, it is made of reinforcement steel

3.1.54
plain reinforcement
reinforcement with a smooth surface

3.1.55
plain or lightly reinforced concrete members
structural concrete members having no reinforcement (plain concrete) or less reinforcement than the minimum amounts as defined in Clause 14

3.1.56
planar member
structural element with the dimension h in one direction significantly smaller than those in the other directions b with $b/h > 4$ (such as slabs, walls and shells)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.57

pocket (or socket) foundation

element (precast, cast-in-situ or partly precast) comprising a foundation slab and four 'walls' forming a tight pit for embedding the bottom of a precast column, fixed with infilled cast-in-situ concrete

3.1.58

post-installed reinforcing steel system

deformed straight reinforcing steel bar and anchoring mortar installed using tools for drilling and preparing the hole (e.g. roughening and cleaning) as well as for injection of the mortar (e.g. dispenser, nozzles, piston plug, if applicable)

3.1.59

post-tensioning

prestress technique which consists in applying the prestress to tendons positioned in a hardened concrete member within a complete assembly of anchorages, sheathing with coating (for unbonded applications) or ducts to be grouted (for bonded applications)

3.1.60

precast concrete element

factory produced or site manufactured element cast and cured in a place other than its final location in the structure

3.1.61

precast concrete product

concrete element manufactured in accordance with a product standard by an industrial process under a factory production control system and protected from weather conditions during production

3.1.62

precast structure

structure assembled from precast concrete elements, connected to ensure the required structural integrity

3.1.63

prestress

effect of prestressing process, namely, internal forces in the sections and the deformations of the structure

3.1.64

prestressing process

the process of prestressing consists in applying forces to the concrete structure and the tendons by stressing the latter against the former

3.1.65

prestressed reinforcement

reinforcement made of strands, wires or bars according to prEN 10138 (all parts) subjected to a prestressing process. Where not specified otherwise, it is made of prestressing steel

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

3.1.66

pre-tensioning

process by which tendons are stressed before and remain stressed during their embedment in cast concrete

3.1.67

pre-tensioning tendon

tendon in which the prestressed reinforcement is embedded in and bonded directly to concrete

3.1.68

reinforcement

assembly of bars and/or tendons, prestressed (prestressed reinforcement) or not (ordinary reinforcement), embedded in or connected to concrete members. Where not specified otherwise, it is made of steel and is bonded to the concrete

3.1.69

ribbed reinforcement

reinforcement bars according to EN 10080 with at least two rows of ribs uniformly distributed over the entire length

3.1.70

ribbed slab

slab with narrow ribs spanning in one direction

3.1.71

second order effects

additional action effects caused by structural deformations

3.1.72

secondary reinforcement

in one-way slabs, the bending reinforcement placed in the direction parallel to the supports

3.1.73

shear reinforcement, shear assemblies

stirrups, links, headed bars or bent-up bars specifically placed to resist action effects caused by shear and torsion

3.1.74

shell

planar member, either plane or curved, that carries both in-plane and out of plane forces. Cylindrical shells are simply curved, spherical shells are double curved

3.1.75

shrinkage, basic

shrinkage occurring in concrete when there is no humidity transfer with the surrounding environment. Also known as autogenous shrinkage

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.76

shrinkage, drying

shrinkage, additional to basic shrinkage, occurring in concrete when there is humidity transfer with the surrounding environment. The total shrinkage is the sum of basic and drying shrinkage

3.1.77

slab

planar member loaded primarily perpendicularly to its plane for which the minimum panel dimension is not less than 4 times the overall thickness, possibly acting also as diaphragm

3.1.78

slab, solid

slab without voids or ribs within its full depth

3.1.79

spiral reinforcement

continuously wound reinforcement in form of a helix, cylindrical or prismatic

3.1.80

stabilized cracking

phase of the cracking process in which the crack pattern is fully developed. An increase in the actions will normally result in an increase in the crack opening. This type of cracking is typically associated with applied external loads, when such loads are sensibly above the cracking loads

3.1.81

stainless steel

stainless steel reinforcement in accordance with prEN 10370

3.1.82

stirrup

reinforcement bent to form double or multiple legs that surrounds longitudinal reinforcement. Stirrups may be closed or open with sufficient anchorage at their ends

3.1.83

stress field

stress state in a structure equilibrating the external actions

3.1.84

strut

resultant of a compression field, part of a Strut-and-tie model

3.1.85

strut-and-tie model

model composed of the resultant forces of a stress field with struts for the compression fields and ties for the tension reinforcement

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

3.1.86
support, indirect
support with local tensile stresses in the supporting member caused by applied loads

3.1.87
technical documentation of post-tensioning system
documentation containing all information relevant for design and construction of post-tensioned structures in accordance with this Eurocode. European Technical Assessment (ETA) documents are considered suitable

3.1.88
tendon
in post-tensioned applications, the tendon is a complete assembly consisting of anchorages, prestressing steel (strand, wire, bar), and sheathing with coating for unbonded applications or ducts with grout for bonded applications. In pre-tensioned applications, the tendon is an individual element of prestressed reinforcement

3.1.89
tendon protection level
designation of a class or level of corrosion protection provided to tendons

3.1.90
tie
tension member as part of a strut-and-tie model representing concentrated or distributed reinforcements

3.1.91
transverse reinforcement
reinforcement arranged perpendicular to the bar considered

Note 1 to entry: In linear members it can consists of stirrups, links or hoops enclosing the longitudinal reinforcement considered; in planar member it consists of straight reinforcement parallel to the free surface.

3.1.92
unbonded tendon
tendon for post-tensioned members where bond of the prestressed reinforcement to the member is permanently prevented by encasing it in sheathing with soft filler or by placing the tendon outside the concrete section (see external tendon)

3.1.93
waffle slabs
slab with narrow ribs spanning in both directions

3.1.94
wall
planar member subjected primarily to in plane forces, with cross section width exceeding 4 times its thickness (otherwise it should be considered as a column) and the height is at least 3 times the section thickness

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Terms and definitions in Annex I

3.1.95

corrosion penetration depth

loss in cross radius of a bar due to homogeneous corrosion

3.1.96

pitting corrosion

form of localised corrosion that leads to the creation of cavities or holes in the metal

Terms and definitions in Annex J

3.1.97

adhesive

material that possesses enough adhesive strength to join CFRP reinforcement to a concrete surface

3.1.98

adhesively bonded CFRP reinforcement (ABR CFRP)

externally bonded or Near Surface Mounted CFRP reinforcement bonded to concrete using adhesive to provide a longitudinal shear connection

3.1.99

CFRP Bar

thermally hardened, unidirectional CFRP reinforcement prefabricated through pultrusion in various cross sectional shapes used as NSM reinforcement

3.1.100

Carbon Fibre Reinforced Polymer (CFRP)

fibre-polymer composite material comprising industrially manufactured carbon fibres embedded in a polymer matrix

3.1.101

Carbon Fibre Reinforced Polymer (CFRP) System

composite comprising a CFRP material with an accompanying adhesive material that is bonded to an adequately prepared concrete strata for the purpose of strengthening a structural concrete component

3.1.102

concrete cover separation

failure mode occurring at the end of adhesively bonded reinforcement, where a shift in tensile force may detach the concrete cover and the entire adhesively bonded reinforcement

3.1.103

externally bonded reinforcement

EBR

adhesively bonded CFRP reinforcement installed externally to a concrete surface

3.1.104

externally bonded stirrups

externally bonded CFRP system, embracing the member in closed or U-shaped form

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

3.1.105
Fibre Reinforced Polymer
FRP
composite material comprising industrially manufactured fibres embedded in a polymer matrix

3.1.106
Near Surface Mounted reinforcement
NSM
adhesively bonded CFRP bar installed in slots cut into the existing concrete cover zone

3.1.107
sheets
textile surface structure comprising dry parallel fibre bundles arranged in one or more directions

3.1.108
slot
small recesses cut into the concrete cover zone with predetermined dimensions along the member filled with adhesive in which adhesively bonded strips or bars (NSM) are embedded

3.1.109
strip
thermally hardened, unidirectional CFRP reinforcement industrially prefabricated in various rectangular flat shapes used as NSM or EBR reinforcement

Terms and definitions in Annex JA

3.1.110
Fibre Reinforced Polymer (FRP)
fibre-polymer composite material comprising industrially manufactured fibres embedded in a polymer matrix

3.1.111
Fibre Reinforced Polymer Reinforcement
assembly of profiled or roughened fibre reinforced polymer reinforcement bars, embedded in or connected to concrete members

Terms and definitions in Annex L

3.1.112
Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC)
concrete specified in accordance to EN 206, to which steel fibres are included into the concrete matrix to achieve post cracking residual strength, which is determined in accordance with EN 14651

3.1.113
Residual Flexural Strength
stress at the outer most tension layer of a SFRC cross section in bending corresponding to a certain crack width determined using linear elastic material behaviour and the assumption that plane sections remain plane during bending

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.1.114

Residual Tensile Strength

uniaxial tensile stress corresponding to a certain crack opening derived from the residual flexural strength using design rules provided in Annex L

3.1.115

Residual Strength Class

classification that defines the response of a SFRC beyond the cracking strain of concrete. This class defines the strength of the SFRC concrete without additional reinforcing bars or prestressing

3.1.116

Ductility Class

classification that is defined by the ratio between the residual flexural strengths at $CMOD_1$ and $CMOD_3$

3.2 Symbols and abbreviations

For the purposes of this document, the following symbols apply.

3.2.1 Latin upper case letters

A	Cross sectional area	
A_{b0}	Area inside the control perimeter for punching shear verification	Figure 8.21
A_c	Cross sectional area of concrete	
A_{cc}	Compressive area	14.4.2(3)
$A_{c,conf}$	Area of the concrete confined zone	8.1.4(4)
$A_{c,eff}$	Effective concrete area	9.2.1 (7), 9.2.1 (8)
A_p	Cross sectional area of prestressed reinforcement	7.5(2), 8.2.2(6), 9.2.3 (1), 9.2.4(3)
A_s	Cross sectional area of ordinary reinforcement	8.2.2(2), 8.5.3(1)
A_{sc}	Cross sectional area of longitudinal reinforcement in the compression chord	8.2.3(6)
$A_{s,conf}$	Cross sectional area of one leg of confinement reinforcement	8.1.4(3)
$A_{s,conf,x}$, $A_{sconf,y}$	Value of $A_{s,conf}$ in the x and y-directions, respectively	8.1.4(3)
A_{sf}	Cross sectional area of the transverse reinforcement in a flange	8.2.5(4)
$A_{s,min}$	Minimum cross sectional area of reinforcement	12.1.1(1),12.1.1(2), 12.5.2(1), 12.7(2)
$A_{s,min,w1}$	Area of minimum reinforcement to be placed at the most tensioned face of the section part under consideration to control cracking;	9.2.2 (3)
$A_{s,min,w2}$	Area of minimum reinforcement to be placed at the least tensioned face of the section part under consideration to control cracking;	9.2.2 (3)
$A_{s,min,h}$	Minimum amount of horizontal reinforcement	12.6.2(1)
$A_{s,min,v}$	Minimum amount of vertical reinforcement	12.6.2(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$A_{s,skin}$	Reinforcement area to be provided in the web in a height limited by the neutral axis and d at a spacing not exceeding 300 mm, to control cracking.	9.2.2(5)
A_{st}	Cross sectional area of longitudinal reinforcement in the tension chord	8.2.3(6), 8.2.5(5)
A_{sw}	Cross sectional area of shear reinforcement	8.2.3(4)
$A_{sw,min}$	Minimum cross sectional area of shear reinforcement	12.4.2(3)
$A_{s,v}$	Amount of vertical reinforcement	12.6.2
$A_{s,req,span}$	Amount of required flexural non-prestressed reinforcement	12.3.1
C_m	Coefficient used to obtain an equivalent constant moment to calculate second order effects in elements with differing end moments.	O.7.2(2)
D_{lower}	Smallest value of the upper sieve size D in an aggregate for the coarsest fraction of aggregates in the concrete permitted by the specification of concrete [EN 206]	5.1.2
D_h	Diameter of a circular hoop or spiral reinforcement (defined by the bar's axis)	8.2.3(9)
D_{max}	Declared value of the upper sieve size D of the coarsest fraction of aggregates actually used in the concrete [EN 206]	
D_{upper}	Largest value of the upper sieve size D in an aggregate for the coarsest fraction of aggregates in the concrete permitted by the specification of concrete [EN 206]	5.1.2
E	Effect of action	
$E_{c,eff}$	Effective modulus of elasticity of concrete accounting for creep deformations	9.1 (3)
E_{cd}	Design value of modulus of elasticity of concrete	7.8.3.3(3)
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete	5.1.4(2)
E_d	Design value of the action effect	F.3(3)
E_p	Design value of modulus of elasticity of prestressing steel	5.3.3(3)
E_s	Design value of modulus of elasticity of ordinary reinforcing steel	5.2.4(3)
EI	Bending stiffness	O.3(1)
$F_{H,0Ed}$	First order horizontal force due to wind, imperfections etc.	O.3(2), O.8.2(2)
F_{cd}	Design value of the compression force in a compression chord or in a strut (compression positive)	8.2.3(6), 8.2.3(8)
$F_{Ed,2}$	Fictitious magnified horizontal force to account for global second order effects	O.8.2(2)
$F_{Ed,sup}$	Design support reaction due to the loads applied on the beam or the slab	7.3.2.2(3)
ΔF_d	Design value of the change of the normal force in the flange over the length Δx	8.2.5(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

F_{td}	Design value of the tension force in a tie or in the transverse reinforcement	8.2.3(6), 8.2.3(8), 8.5.5(2-3)
$F_{tie,col}$	Force for vertical ties	12.9.2.3, 12.9.3(1)
$F_{tie,per}$	Force for peripheral ties	12.9.3(1)
$F_{tie,int}$	Force for internal ties	12.9.3(1)
F_{VB}	Buckling load of the bracing structure	7.8.1(3), O.3(1)
F_{VBB}	Flexural buckling load of a cantilever, restricted by the floors, with base rotation	O.3(1)
F_{VBS}	Buckling load due to localised lateral storey deformations	O.3(1)
F_{VEd}	Total design vertical load on the bracing structure and the members braced by it	7.8.1(3)
F_{Rd}	Design value of the resistance of a tie or of a tension chord	8.5.3(1)
G_{cd}	Design value of the elastic shear modulus	O.3(1)
H_i	Transverse force representing a geometrical imperfection	7.2.2(5), 7.2.2(6)
H	Distance between the points of application of two aligned forces	8.5.5(2)
I	Second moment of area of concrete section	13.5.5(2)
I_g	Second moment of area of the gross concrete cross section	9.3.3(2)
$J(t,t_0)$	Creep function or creep compliance, representing the total stress-dependent strain per unit stress	B.7(1)
L	Total height of the building above the base	O.3(1)
M	Bending moment in linear members	
M_{01}, M_{02}	first order end moments, including effect of imperfections such that $\lvert M_{02}\rvert \geq \lvert M_{01}\rvert$	O.6(1)
M_{0Ed}	Maximum first order moment due to the fundamental load combination, including the effect of imperfections	7.8.2(2)
M_{0Eqp}	Maximum first order moment due to the quasi-permanent load combination	7.8.2(2)
M_2	Nominal 2nd order moment	O.7.2(1),O.7.2(3)
M_{cr}	Cracking moment of the section in presence of the simultaneous axial force N_{Ed}, which may be calculated on the basis of the concrete tensile strength f_{ctm}	7.3.2, 12.1.1 Tab. 5.1
M_{Ed}	Design value of the applied internal bending moment	
M_{Edy}	Design moment about y-axis, including second order moment, where relevant	7.8.4(5)
M_{Edz}	Design moment about z-axis, including second order moment, where relevant	7.8.4(5)
$M_{Rdy,N}$	Moment resistance about y-axis for the given axial load	7.8.4(5)
$M_{Rdz,N}$	Moment resistance about z-axis for the given axial load	7.8.4(5)
$M_{R,min}$	Bending strength of the section with $A_{s,min}$ in presence of the simultaneous axial force N_{Ed}	12.1.1

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ΔM_{Ed}	Reduction in the design support moment for a beam or slab continuous over a support that can be considered to provide no restraint to rotation.	7.3.2.2(3)
N	Axial force in linear members (tension positive and compression negative)	7.2.2(5)
N_a	Axial force in column above floor or diaphragm	7.2.2(6)
N_B	Elastic buckling load (*Euler*)	O.4(1)
N_b	Axial force in column below floor or diaphragm	7.2.2(6)
N_{Ed}	Design value of the applied axial force (tension positive and compression negative)	
N_{Edw}	Design value of the axial force in the web	8.2.3(11)
N_{Vd}	Design value of the sum of the additional axial forces in the tension and in the compression chords due to shear in a cross section	8.2.3(8), 8.2.3(12) and 8.2.3(13), Figure 8.9
N_{Rd}	Design value of axial resistance	14.4.1(3), 14.4.5.2(1)
$N_{Rd,c}$	Design value of axial resistance related to concrete failure in laps using U-bar loops	11.5.4(2)
P	Prestressing force	
P_0	Initial force at the active end of the tendon immediately after stressing	13.5.2(1)
P_d	Design value of the prestressing force	8.2.1(8), Figure 8.4
Q_k	Characteristic variable action	10.2
Q_{fat}	Characteristic relevant fatigue load (e.g. traffic load as defined in EN 1991 or other cyclic load)	10.2
Q_∞	Total amount of hydration heat	D.4.2(1)
R	Resistance	
R_{ax}	Restraint factor, equal to 1,0 minus the ratio between the strain which develops in the restrained element and the value of the imposed strain. It may be estimated according to linear elastic analysis, and may account for staged construction, if relevant. At the base of a wall, R_{ax} may normally be taken as 0,75.	9.2.3(1), 9.2.4(3)
$R_{ax,1}$	Restraint factor corresponding to the boundary conditions present after concreting	D.5(4), D.6(3)
$R_{ax,2}$	Restraint factor corresponding to the boundary conditions present when the maximum temperature drop is expected to occur	D.5(4), D.6(3)
$R_{ax,3}$	Restraint factor corresponding to the boundary conditions prevalent during the development of drying shrinkage	D.5(4), D.6(3)
R_{cr}	Cracking risk	D.5(2)
$R_{ea,cr}$	Project parameter related to the admissible risk of cracking	D.5(2)
R_d	Design value of the resistance	F.3.(3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

RH_{eq}	Internal relative humidity of concrete at equilibrium, accounting for self-desiccation in high performance concrete	B.5(3)
RH	Relative humidity of the ambient environment in %	B.4(3)
R_k	Structural resistance based on a non-linear verification performed using the characteristic value of the material properties and the nominal geometrical data	
R_m	Structural resistance based on a non-linear verification performed using the mean values of the material properties and the nominal geometrical dimensions	F.5.1(1)
R_{min}	Minimum radius of curvature of tendons	11.6.3
S	First moment of area above and about the centroidal axis	13.5.5(2)
E_{wc}	Force or stress assuming the structure was built without changes in the support conditions	7.4(7)
$E_{t=0}$	Force or stress at time t	7.4(7)
E_0	Force or stress at the end of construction with no consideration for creep	7.4(7)
S_s	First order moment of area of the required tension and compression reinforcements with respect to the centroid of the gross cross section	9.3.3(2)
T	Torsional moment	
T_0	Temperature of the restraining structure	D.3(3)
T_{ci}	Temperature of fresh concrete	D.3(3)
T_{Ed}	Design value of the applied torsional moment	
$T_{c,max}$	Maximum temperature in concrete due to hydration heat	D.3(3)
ΔT_{min}	Long term maximum temperature drop	D.3(4)
V	Shear force in linear members	
V_{bcd}	Design shear force carried by the bottom chord	8.2.1(7)
V_{Ed}	Design shear force in the section considered	
ΔV_{Ed}	Portion of shear force which may be subtracted from V_{Ed} due to favorable circumstances	8.2.2(8)
V_{Rd}	Design value of the shear resistance	8.2.3(4), 8.2.3(12), 8.2.3(13)
V_{Rdm}	Design value of the shear resistance in presence of transverse bending	8.2.4(2)
V_{tcd}	Design shear force carried by the top chord	8.2.1(7)

3.2.2 Latin lower case letters

a	Distance; geometrical data	8.5.5(2)
a_{cs}	Effective shear span with respect to the control section	8.2.2(3)
a_F	Projection of a foundation from the column face	14.6.3(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a_i	Amplitude of buckling shape to be considered as an imperfection for bucking analysis of arches	7.2.2(4)
a_N	Exponent governing the shape of the simplified skew bending interaction diagram	7.8.4(5)
a_p	Distances between the centre of the support area and the point of contraflexure in slabs under concentrated loads	8.4.3(2)
a_{pd}	Parameter for calculating the punching shear resistance based on a_p	8.4.3(2)
$a_{p,x}$, $a_{p,y}$	Maximum distances from the centre of the support area to the two points (on the *x*- and on the *y*-axis, respectively) where the bending moments $m_{Ed,x}$, respectively $m_{Ed,y}$, are zero	8.4.3(2)
a_q	Distance between concentrated forces pushing against each other	8.2.1(11); 8.2.2(9)
a_v	Mechanical shear span	8.2.2(3)
b	Overall width of a cross section, or actual flange width in a T or L beam	8.5.2(2)
b_0	Length of the control perimeter	8.4.2(2)
$b_{0,out}$	b_0 for the verification outside the shear reinforced area	8.4.4(4), Fig 8.24
b_b	Equivalent diameter of control perimeter which corresponds to the diameter of a circle with the same surface as the area inside the control perimeter	8.4.2(8), Fig 8.21
b_c	Width of a strut	8.5
b_{cs}	Maximum width of the confined concrete core at confinement reinforcement	8.1.4(3)
b_{csx}, b_{csy}	Value of b_{cs} in the *x* and *y*-directions, respectively	8.1.4(3)
b_{eff}	Effective width of flange in T, L or box sections	7.3.2.1(3)
b_i	Distance between longitudinal reinforcement bars fixed by confinement reinforcement	8.1.4(4), Fig 8.3
b_w	Minimum width of the cross section between tension and compression chords	Fig. 7.3 and 8.10
$b_{w,nom}$	Nominal web width due to the disturbance of ducts	8.2.3(10)
c	Concrete cover of reinforcement (to the surface of the bar, $\geq c_{nom}$). In 9.2 it refers to the bar which is closest to the concrete surface	6, 9.2.2(3), 9.2.4(5)
c_d	Nominal value of the concrete cover for designing the anchorage length	Figure 11.3c
$c_{d,conf}$	Nominal value of c_d in presence of confinement	11.4.2(5)
Δc_{dev}	Allowance in design for deviation of the concrete cover	6.4.3
c_{min}	Minimum concrete cover *c* provided to ensure sufficient bond strength, protection against corrosion and adequate fire resistance	6.4.2
$c_{min,b}$	Minimum concrete cover *c* due to bond requirement	6.4.2(3)
$c_{min,dur}$	Minimum concrete cover *c* due to durability requirement	6.4.2(5)
c_{nom}	Nominal value of the concrete cover *c* which shall be specified in drawings	6.4.1(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

c_s	Clear distance between parallel reinforcement bars	11.2(2), Fig 11.3c
c_x, c_y	Concrete covers to reinforcement measured in *x* and *y* direction, respectively	Figure 11.3c
c_u	Effective width of concrete area carrying tensile forces due to the deviation of curved chords	11.7(3)
c_{v1}, c_{v2}	Coefficients for the shear resistance at interfaces	8.2.6
d	Effective depth of a cross section	
d_d	Design value of the effective depth	4.3.3(2), 8.2.1(4), 8.2.2(2), A(6)
d_{dg}	Size parameter describing the crack and the failure zone roughness taking account of concrete type and its aggregate properties	8.2.1(4), 8.1.4(2), 8.2.1(4), 8.2.2(3), 8.4.3(1), 11.5.4(2)
d_{nom}	Nominal value of the effective depth determined on the basis of c_{nom}	8.2.1(4), 8.2.2(2), 8.4.1(6), A(6)
d_p	Effective depth of the prestressed reinforcement	8.2.2(6)
d_s	Effective depth of the ordinary reinforcement	8.2.2(6)
d_v	Shear-resisting effective depth of the reinforcement	8.4.2
d_{vx}, d_{vy}	Shear-resisting effective depth of the reinforcement in *x* and *y* direction, respectively	8.4.2
$d_{v,out}$	d_v outside the shear reinforced area	8.4.2(1)
d_x, d_y	Effective depth of the reinforcement in *x* and *y* direction, respectively	8.2.1(5)
e	Eccentricity	
e_0	First order eccentricity	14.4.5.2(1)
e_2	Second order eccentricity	O.7.2(3)
e_b	Eccentricity of the resultant of shear forces with respect to the centroid of the control perimeter	8.4.2(8), Figure 8.21
$e_{b,x}$, $e_{b,y}$	Components of e_b in *x* and *y* direction, respectively	Figure 8.21
$e_{d,min}$	Minimum eccentricity due to uncertainties related to modelling and analysis	8.1.1(5)
e_i	Additional eccentricity covering the effects of geometrical imperfections	14.4.5.2(1)
e_p	Eccentricity of the normal forces related to the centroid of the section at control section, positive when the eccentricity is on the side of the flexural reinforcement in tension	8.2.1(7)
e_{tot}	Total eccentricity	14.4.5.2(1)
e_y	Eccentricity along the *y*-axis	7.8.4(4)
e_z	Eccentricity along the *z*-axis	7.8.4(4)
e_φ	Eccentricity due to creep	14.4.5.2(1)
f_c	Compressive strength of concrete	
f_{cd}	Design value of concrete compressive strength	5.1.6(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$f_{cd,fat}$	Design value of concrete fatigue strength	10.4
Δf_{cd}	Design value of strength increase due to transverse compressive stress or confinement	8.1.4(2)
f_{ck}	Characteristic concrete cylinder compressive strength at age t_{ref}	EN 206, 5.1.3(3), 9.2.1 (5)
f_{cm}	Mean concrete cylinder compressive strength at age t_{ref}	Table (5.1)
$f_{cm}(t)$	Mean concrete cylinder compressive strength at age t	B.8(1)
f_{ct}	Tensile strength, highest stress reached under concentric tensile loading	
$f_{cd,pl}$	Design value of plain concrete compressive strength	14.2(1)
$f_{ctd,pl}$	Design value of plain concrete tensile strength	14.2(1)
$f_{ct,eff}$	Mean value of the tensile strength of the concrete effective at the time when cracking may first be expected to occur;	9.1 (2), 9.2.2(3), 9.2.2(5), 9.2.4(3), 9.2.5(6), B.4(2), B.4(3), B.5(2), D.3(2)
$f_{ctk;0,05}$	Characteristic axial tensile strength of concrete (5 % fractile)	Table (5.1)
$f_{ctk;0,95}$	Characteristic axial tensile strength of concrete (95 % fractile)	Table (5.1)
f_{ctm}	Mean axial tensile strength of concrete at age t_{ref}	Table (5.1), 9.1(2), 9.3.4(3)
$f_{ctm,fl}$	Mean flexural tensile strength of concrete	9.3.4(3)
f_{ctd}	Design value of the tensile strength of concrete	5.1.6(2)
f_p	Tensile strength of prestressing steel	B.9
f_P	Relative indentation area	5.2.2
$f_{P,min}$	Minimum relative indentation area	
f_{pd}	Design yield strength of prestressing steel	7.5(2)
f_{pk}	Characteristic tensile strength of prestressing steel	Table 5.6
$f_{p0,1}$	0,1 % proof-stress of prestressing steel	Table 5.6
$f_{p0,1k}$	Characteristic 0,1 % proof-stress of prestressing steel	Table 5.6
f_R	Relative rib area of reinforcement	5.2.2
$f_{0,2k}$	Characteristic 0,2 % proof-stress of reinforcement	5.2.2(1)
f_r	Relative flexibility of rotational restraints at the ends of a support	O.5(2)
$f_{R,min}$	Minimum relative rib area of reinforcement	Table 5.4
f_t	Tensile strength of reinforcement	
$f_{tie,fac}$	tensile force per metre of the façade	12.9.2.3, 12.9.3(1)
f_{tk}	Characteristic tensile strength of reinforcement	5.2.2(1)
f_y	Yield strength of reinforcement	
f_{yd}	Design yield strength of reinforcement	5.2.4(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

f_{yk}	Characteristic value of yield strength of reinforcement or, if yield phenomenon is not present, the characteristic value of 0,2 % proof strength	Table 5.4, 9.2.2(2), (8), 11.3(3)
f_{ywd}	Design yield strength of shear reinforcement	8.2.3(4), 8.4.4(1) 9.2.2 (1), 9.2.4(5), 9.3.3(2)
h	Overall depth of a cross section or of a part of a cross section	
$h_{c,eff}$	Height of the effective concrete area around reinforcement	9.2.1 (7), 9.2.2 (3)
h_D	Hydrostatic head	H.4.2(2)
h_{found}	Foundation depth;	14.6.3(1)
h_f	Thickness of a flange at the junction with the web	8.2.5(1)
h_n	Notional size of concrete member	B.4(3) Table 5.2, Table 5.3(NDP)
i	Radius of gyration	14.4.5.1(1), Annex O
i_y	Radius of gyration with respect to y-axis	7.8.4(4)
i_z	Radius of gyration with respect to z-axis	7.8.4(4)
k	Coefficient; Factor	
k	Ratio related to strain hardening of reinforcement	Table 5.7
$k_{b,pi}$	bond efficiency factor	11.4.8(5)
k_c	Coefficient reflecting the extent of cracking and the effect of non-linear material properties in the bracing system	O.3(1)
k_{cip}	Factor considering increased uncertainty and variability in γ_C for concrete geotechnical members	4.3.3(3)
k_{conf}	Effectiveness factor depending on the reinforcement detail providing confinement to bars to be anchored or spliced	11.4.2(6)
k_{duct}	Coefficient for calculating the nominal web width due to the disturbance of ducts	8.2.3(10)
k_h	Coefficient which allows for the effect of non-uniform self - equilibrating stresses, which lead to a reduction of the apparent tensile strength.	9.2.2 (3)
k_I	Coefficient to accounting for the effect of cracking, for tension stiffening and for the fact that creep deformations are less than proportional to the creep coefficient in cracked sections	9.3.3(2)
k_{lbs}	Factor for calculating the design anchorage length	11.4.2(2-3)
k_{pb}	Shear gradient enhancement coefficient for punching	8.4.3(1)
k_{pm}	Coefficient accounting for the influence of membrane forces due to restrained deformations on the shear slenderness of slabs submitted to concentrated forces	8.4.3(5)
k_{pp}	Coefficient accounting for the influence of normal forces on the shear slenderness of slabs submitted to concentrated forces	8.4.3(4)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

k_r	In the context of second order effects, correction coefficient for equilibrium curvature depending on axial load	O.7.3(1), O.7.3(3)
k_s	Coefficient accounting for the effect of cracking on the shrinkage deflection	
k_{st}	Resistance factor of the transverse reinforcement in laps using U-bar loops	11.5.4(2)
k_t	Coefficient accounting for the effect of the nature and duration of the load on tension stiffening effects for cracking	9.2.4(3)
k_{tc}	Coefficient considering the effect of high sustained loads on concrete compressive strength	5.1.6(1)
k_{Temp}	Coefficient accounting for the reduction in temperature from t_1 to t_2	D.5(4)
k_{tt}	Coefficient considering the effect of high sustained loads on concrete tensile strength	5.1.6(2)
k_θ	Sum of rotational restraint stiffnesses at the base of the bracing members	O.3(1)
k_λ	Correction factor to basic value of allowable rotation to account for shear slenderness	7.6.3(4)
k_μ	Unintentional angular displacement for internal tendons (per unit length)	7.10.3.1(1)
k_ρ	Exponent to model the evolution of relaxation with time	B.9(3)
k_σ	Ratio of concrete stress to $0{,}4f_{cm}$, used to account for non-linear creep	B.4(6)
k_φ	In the context of second order effects, correction coefficient for equilibrium curvature accounting for creep	O.7.3(1), O.7.3(4)
k_ω	Coefficient to account for the effect of over-reinforcement on deflections	9.3.3(2)
l (or L)	Length; span	
l_0	Effective length of the member	14.4.5.1(1), O.5(1), O.5(3)
l_{0b}	Distance l_{0b} between points of zero moment	7.3.2.1(2), 7.3.2.1(3)
l_{0t}	Distance between torsional restraints	7.9(3)
l_{aw}	Half wavelength of the buckling mode with the lowest buckling load	7.2.2(4)
l_b	Anchorage length	11.4
l_{bd}	Design value of l_b which is required at ULS	11.4
l_{bdn}	Part of the anchorage length in the nodal region	Figure 8.28c
$l_{bd,pi}$	Design anchorage length of post-installed reinforcing steel	11.4.8(5)
l_s	Lap length	Table 11.2, 11.7(4), 12.1.2(3)
l_{sd}	Design value of lap length which is required at ULS	11.5, 11.7(4)
l_w	Clear height of the member	14.4.5.1(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$l_{w,p}$	Length of passing crack	H.4.2(7)
m	Number of load bearing members in one storey that bear a significant part of the vertical load	7.2.2(2), 7.2.2(3)
m_{Ed}	Design value of the applied internal bending moment per unit width in planar members	8.1.3
m_{Edx}, m_{Edy}	Value of m_{Ed} in the x and y-directions, respectively	8.1.3
m_{Edxy}	Design value of the applied internal torsion moment per unit width in planar members	8.1.3
m_{Rd}	Design value of the flexural strength per unit width of a planar member resisting positive moments	8.1.3
m_{Rd}'	Design value of the flexural strength per unit width of a planar member resisting negative moments (value positive)	8.1.3
m_{Rdx}, m_{Rdy}	Value of m_{Rd} in the x and y-directions, respectively (without the influence of torsion moments)	8.1.3
m_{Rdx}', m_{Rdy}'	Value of m_{Rd}' in the x and y-directions, respectively (without the influence of torsion moments)	8.1.3
n	Non-dimensional normal force	O.7.3(3)
n_s	Number of storeys	O.3(1)
Δp	Water pressure difference between the ends of a passing crack	H.4.2(7)
p	Water pressure	H.4.2(2)
q	Leakage rate through cracks	H.4.2(7)
r_m	Ratio of end moments $\lvert r_m \rvert \leq 1{,}0$	O.6(1)
r_{sup}	Factor to account for variation in prestress in serviceability and fatigue verifications when prestressing is unfavourable	4.2.1.5(3)
r_{inf}	Factor to account for variation in prestress in serviceability and fatigue verifications when prestressing is favourable	4.2.1.5(3)
$1/r$	Curvature at a particular section	O.7.2(3), O.7.3(1)
s	Spacing of the shear reinforcement or confinement reinforcement measured along the longitudinal axis of the member;	8.1.4(3), 8.2.3(4), 12.1.1(2)
s_C	Coefficient for different early strength development of concrete and concrete strength	Table B.2
s_l	Centre-to-centre spacing of longitudinal bars	9.2.3 (1)
$s_{max,bu}$	Maximum longitudinal spacing of bent-up bars	12.2.1(2)
$s_{max.col}$	Maximum spacing of transverse reinforcement along the column	12.5.2(1)
$s_{max,l}$	Maximum longitudinal spacing of shear assemblies/stirrups	12.2.1(2)
$s_{max,slab}$	Maximum spacing of bars for slabs	12.3.1(1)
$s_{max,tr}$	Maximum transverse spacing of shear legs	12.2.1(2)
s_r	Spacing of shear links in the radial direction	12.4.2(3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$s_{r,m,cal}$	Calculated mean crack spacing when all cracks have formed or where not all cracks have formed, the maximum length along which there is slip between concrete and steel adjacent to a crack	7.3.2, 9.2.4(2), 9.2.4(5)
$s_{r,m,cal,x}$	Calculated mean crack spacing in the *x* direction	G.5
$s_{r,m,cal,y}$	Calculated mean crack spacing in the *y* direction	G.5
s_t	Spacing of shear links in the tangential direction	12.4.2(3)
t	Thickness	8.5.2(2)
t	Time being considered, age of the concrete in days	
t_0	Age of concrete when the event under consideration occurs (prestressing, settlement, start of drying, loading age)	7.4(6), 7.4(7), 7.8.2(2), 7.10.4(2), B.4,
$t_{0,adj}$	Concrete age at loading adjusted for strength class of cement and temperature	B.4(2)
$t_{0,T}$	Temperature-adjusted concrete age at loading	B.4(2)
t_1	Time when the maximum concrete temperature due to heat hydration is reached	D.3(4), Figure D1, Figure D.2
t_2	Time when concrete starts to develop tensile stresses	D.3(4), Figure D1, Figure D.2
t_c	Age of concrete when support conditions change	7.4 (7)
t_{crit}	Critical time for early-age cracking. Time at which thermal equilibrium with the restraining structure is achieved (within 2 °C) and the greater part of basic shrinkage has already developed	D.3(4), Figure D1, Figure D.2
t_{dor}	Dormant time, e.g. time from concreting until stresses begin to develop	D.4.1(1), Figure D.1, Figure D.2
t_{ref}	Age of concrete at which the concrete strength is determined in days	5.1.3(1)
t_s	Age of concrete at the beginning of drying	B.5(1)
t_T	Temperature-adjusted concrete age in days	B.4(5)
u	Perimeter of concrete cross section, having area A_c	B.4(3)
$w_{k,lim,1}$	Limiting crack width for water-tightness	H.4.2(1)
$w_{lim,cal}$	Limiting crack width to be compared with the calculated crack width $w_{k,cal}$	9.2.1 (5), 9.2.2(3)
$w_{k,cal}$	Calculated crack width	9.2.4(2)
$w_{k,cal,1}$	Crack width at end of a through-crack, where the crack is wider	H.4.2(7)
$w_{k,cal,2}$	Crack width at end of a through-crack, where the crack is thinner	H.4.2(7)
$w_{k,cal,e}$	Equivalent width of a passing crack, of variable width	H.4.2(7)
v_{Ed}	Principal out of plane shear force per unit width in planar members	8.2.1(5)
$v_{Ed,x}$, $v_{Ed,y}$	Out of plane shear force in planar members on the cross sections perpendicular to the *x* and *y* direction, respectively	8.2.1(5)
x	Depth of concrete in compression	9.2.1(8), 9.2.2(5), 9.2.4(5)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

x_{tend}	Distance along the tendon from the point where the prestressing stress is equal to σ_{max}	7.10.2, 7.10.3.1, 7.10.5(2)
x_{cs}	Distance between the neutral axis and the axis of confinement reinforcement	8.1.4(3), Figure 8.3
x, y, z	Coordinates	
x_{min}	Minimum depth of the compression zone to guarantee water-tightness in elements subjected to flexure	H.4.2(3)
x_{sb}	Depth of the compression zone assuming a stress block	8.2.3(9), Figure 8.10
x_u	Depth of the neutral axis at the ultimate limit state after redistribution	7.3.2, 8.1.2
z	Inner lever arm of internal forces	For shear design: 8.2.3(2)
z_{cp}	Distance between the centroid of the concrete section and the tendons.	7.10.4(2)

3.2.2 Greek letters

α	Angle; ratio	
α_{bs}	Coefficient accounting for the effect of the strength class of cement on basic shrinkage	B.5(2)
α_{ds1}, α_{ds2}	Coefficients accounting for the effect of the strength class of cement on drying shrinkage	B.5(3)
α_e	modular ratio, $\alpha_e = E_s/E_c$	9.2.4 (3)
$\alpha_{e,eff}$	modular ratio, $\alpha_{e,eff} = E_s/E_{c,eff}$	9.1 (3)
α_{fcm}	Coefficient accounting for the effect of concrete strength on time evolution of drying creep	B.4(3)
α_h	Reduction coefficient for length or height	7.2.2(2)
α_{lb}	cracked concrete factor	11.4.8(5)
α_m	Reduction coefficient for number of members	7.2.2(2)
α_p	Sum of the angles of the curved sectors of the control perimeter	8.4.3(1)
α_R	Sensitivity factor for the reliability of the resistance	F.3.2(1)
α_{SC}	Exponent accounting for the strength class of cement on the adjusted loading age	B.4(4)
$\alpha_{s,th}$	Coefficient of thermal expansion of reinforcement	5.2(5)
$\alpha_{c,th}$	Coefficient of thermal expansion of concrete	5.1.4(5)
α_v	Angle between the principal shear force and the x-axis	8.2.1(5)
α_w	Angle between shear reinforcement and the member axis perpendicular to the shear force (measured positive as shown in Figure 8.9b))	8.2.3(13), Figure 8.11b, 8.4.4(2)
α_δ	Deformation parameter considered which may be, for example, a strain, a curvature, or a rotation or even a deflection	9.3.4(3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

α_{μ}	Sum of the absolute values of angular displacements over a distance for the calculation of prestressing losses due to friction	7.10.3.1(1)
α_{I}	Value of α_{δ} calculated for uncracked conditions	9.3.4(3)
α_{II}	Value of α_{δ} calculated for fully cracked conditions	9.3.4(3)
β	Reliability index	F.3.2(1)
β_{incl}	Angle of inclined cross sections for determining the shear resistance in case of direct strutting in deep beams or in presence of concentrated loads near to the support	8.2.3(12), Figure 8.11a
$\beta_{bc,fcm}$	Coefficient accounting for the effect of concrete strength on the basic creep coefficient	B.4(2)
$\beta_{bc,t-t0}$	Coefficient describing the evolution with time of basic creep and accounting for age of loading	B.4(2)
$\beta_{bs,t}$	Coefficient describing the evolution with time of basic shrinkage	
β_{c}	Coefficient which depends on the distribution of 1st and 2nd order moments	O.8.2(1)
$\beta_{cc}(t)$	Coefficient for determining the compressive concrete strength which depends on the age of the concrete t	B.8(1)
$\beta_{dc,fcm}$	Coefficient accounting for the effect of concrete strength on the drying creep coefficient	B.4(3)
$\beta_{dc,RH}$	Coefficient accounting for the effect of relative humidity on the drying creep coefficient	B.4(3)
$\beta_{dc,to}$	Coefficient accounting for the effect of age of loading on the drying creep coefficient	B.4(3)
$\beta_{dc,t-t0}$	Coefficient describing the evolution with time of drying creep and accounting for the effect of notional size and age at loading	B.4(3)
$\beta_{ds,t-ts}$	Coefficient describing the evolution with time of drying shrinkage and accounting for the effect of notional size	B.5(1)
β_{e}	Coefficient accounting for concentrations of the shear forces along a control perimeter	8.4.2(6-9
β_{fck}	Coefficient accounting for concrete strength and slenderness, used in the nominal curvature method	O.7.3(4)
β_{h}	Coefficient accounting for the effect of notional size and concrete strength on the time development of drying creep	B.4(3)
β_{p}	Angle between the tendon and the axis of the member, for the sign, the angle indicated in Figure 8.4 is positive	8.2.1(8), Figure 8.4
β_{RH}	Coefficient accounting for the effect of relative humidity on drying shrinkage	B.5(1)
β_{w}	Factor converting the mean crack width into a design crack width	9.2.2, 9.2.3
γ	Partial factor (safety and serviceability)	
$n(t_{0,adj})$	Exponent accounting for the influence of age of loading in the time development of drying creep	B.4(3)
γ_{C}	Partial factor for concrete	4.3.1.3(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

γ_{CE}	Partial factor for the modulus of elasticity of concrete	7.8.3.3(3)
$\gamma_{C,fat}$	Partial factor for fatigue of concrete	10.5(1)
γ_F	Partial factor for actions, also accounting for model uncertainties and dimensional variations	
γ_P	Partial factor for prestressing actions P	4.3.1.2(1)
$\gamma_{\Delta P,sup}$, $\gamma_{\Delta P,inf}$	Partial factors for change in stress in unbonded prestressing tendons associated with deformation of the member	4.3.1.2(2) 4.3.1.2(2)
γ_Q	Partial factor for variable actions Q; also accounting for model uncertainties and dimensional variations	
γ_R	Global resistance factor accounting for the uncertainties related to the material properties, geometrical dimensions and the resisting model	F.5.1(1)
γ^*_r	Global resistance factor accounting for the uncertainties related to the material properties and geometrical dimensions	F.5.1(1)
γ_{Rd}	Partial factor associated with the uncertainty of the resistance model	F.5.1(1)
γ_S	Partial factor for reinforcing or prestressing steel	4.3.1.3(1)
$\gamma_{S,fat}$	Partial factor for reinforcing or prestressing steel under fatigue loading	E.4.2(1)
γ_m	Partial factor for a material property	
γ_V	Partial factor for shear and punching resistance without shear reinforcement	8.2.1(4), 8.2.2(2), 8.4.3(1), A(2), I.8.3, I.8.5
γ_{water}	Specific weight of water	H.4.2(2)
δ	Deflection	9.3.3(2)
$\delta_{0,Eqp}$	Maximum short-term horizontal deflection due to the quasi permanent load combination determined assuming uncracked cross sections	7.8.2(2)
δ_{Ed}	Maximum short-term horizontal deflection due to the fundamental load combinations from a first order analysis determined assuming uncracked cross sections	7.8.2(2)
δ_{loads}	Linear elastic deflection due to the relevant combination of actions	9.3.3(2)
δ_M	Ratio of the redistributed moment to the elastic bending moment	7.5(2)
$\delta_{\varepsilon cs}$	Linear elastic deflection due to shrinkage	9.3.3(2)
ε_c	Compressive strain in the concrete	5.1.6(1)
ε_{c2}	Compressive strain in the concrete at the peak stress f_c	8.1.2(1)
$\varepsilon_{c2,c}$	Value of ε_{c2} in case of confined concrete	8.1.4(5)
ε_{cbs}	Basic shrinkage strain	B.5(1)
$\varepsilon_{cbs,fcm}$	Notional basic shrinkage coefficient, accounting for the effect of concrete strength and strength class of cement on basic shrinkage	B.5(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0)$	Time-dependent strain due to a constant stress $\sigma_c(t_0)$ applied at time t_0	B.7(1)
$\varepsilon_{c\sigma}(t,\sigma_c)$	Time-dependent strain due to a stress history $\sigma_c(t)$	B.7(1)
$\varepsilon_{ci}(t_0)$	Elastic strain due to a constant stress $\sigma_c(t_0)$ applied at time t_0	B.7(1)
$\varepsilon_{cc}(t,t_0)$	Creep strain due to a constant stress $\sigma_c(t_0)$ applied at time t_0	B.7(1), 5.1.5(1)
ε_{cm}	Mean strain in the concrete between cracks at the same level of ε_{sm}	9.2.4(2)
ε_{cs}	Shrinkage strain	B.5(1), Table 5.3
ε_{cu}	Ultimate compressive strain in the concrete	8.1.2(1)
$\varepsilon_{cu,c}$	Value of ε_{cu} in case of confined concrete	8.1.4(5)
ε_{cds}	Drying shrinkage strain	B.5(1)
$\varepsilon_{cds,fcm}$	Notional drying shrinkage coefficient, accounting for the effect of concrete strength and strength class of cement on drying shrinkage	B.5(1)
ε_{free}	Imposed strain	9.2.4(3), D.6(3)
ε_p	Strain in the prestressing steel	
$\varepsilon_{p(0)}$	Strain difference between prestressing steel and surrounding concrete	Figure 8.1
$\Delta\varepsilon_p$	Strain increase in the prestressing steel	Figure 8.1
ε_{sm}	Mean strain in the reinforcement closest to the most tensioned concrete surface under the relevant combination of actions, including the effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered	9.2.4(2)
ε_x, ε_y, ε_z	Strain in x, y and z directions, respectively	8.2.3(6)
ε_u	Strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load	
ε_{ud}	Design strain of reinforcing and prestressing steel at maximum load	
ε_{uk}	Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load	Table 5.5
ε_{yd}	Design yield strain of reinforcement	O.7.3(1)
ε_1	Value of the maximum principal tensile strain in concrete	8.5.2(5), G.3(6)
ζ	Distribution coefficient allowing for tension stiffening at a section	9.3.4(3)
η_{visc}	Dynamic viscosity	H.4.2(7)
η	Ratio of strains used to define stress strain model	5.1.6(1)
η_c	Strength reduction coefficient for shear resistance $\tau_{Rd,c}$	8.4.4(1)
η_{cc}	Factor to account for the difference between the undisturbed compressive strength of a cylinder and the effective compressive strength that can be developed in the structural component	5.1.6(1)
$\eta_{lw,fc}$	Coefficient related to f_c in lightweight aggregate concrete	Table M.1
$\eta_{lw,fct}$	Coefficient related to f_{ct} in lightweight aggregate concrete	Table M.1

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$\eta_{lw,Ec}$	Coefficient related to E_c in lightweight aggregate concrete	Table M.1
η_r	Factor to account for the effect of shrinkage in increase of crack width with time, equal to 0 for short-term loading, and for long term loading in the crack formation phase and equal to R_{ax} in other cases	9.2.4(2)
η_s	Strength reduction coefficient for the contribution of the shear reinforcement	8.4.4(1)
η_{sys}	Coefficient accounting for the performance of punching shear reinforcing systems	8.4.4(3)
θ	Angle between the compression field and the member axis	Figures 8.9 and 8.11, 8.2.3(3)
θ_{cf}	Spreading angle of a concentrated force	8.5.5, Figure 8.30
θ_{cs}	Angle between the compression field and a tie	8.5.4, Figure 8.26
θ_i	Inclination representing a geometrical imperfection	7.2.2(2)
θ_f	Angle between the compression field in a flange and the longitudinal axis	8.2.5(3), Figure 8.13
θ_{min}	Minimum allowed value of θ	8.2.3(2)
$\theta_{pl,d}$	Basic value of allowable rotation	7.6.3(1), 7.6.3(4)
θ_s	Calculated rotation	7.6.3(1), 7.6.3(3)
λ	Slenderness ratio l_0/i	14.4.5.1(1), O.7.3(4)
λ_{lim}	Limiting slenderness for isolated members below which second order effects may be neglected	O.6(1)
$\lambda_{lim,simpl}$	Simplified conservative value for λ_{lim}	O.6(1)
λ_V	Shear slenderness	7.6.3(4)
λ_y	Slenderness ratio, l_0/i_y with respect to the y-axis	7.8.4(4)
λ_z	Slenderness ratio, l_0/i_z with respect to the z-axis	7.8.4(4)
μ	Coefficient of friction between the tendons and their ducts	7.10.3.1(1)
μ_p	Coefficient accounting for the shear force gradient and bending moments in the region of the control perimeter around a support area	8.4.3(1)
μ_v	Coefficient of friction at concrete interfaces	8.2.6
ν	Strength reduction factor for concrete cracked due shear or other actions	8.2.3(5-6), 8.2.5(4) 8.3.4(3-4), 8.5.2(3-5), G.3(5-6)
ξ	Ratio of bond strength of prestressing and reinforcing steel	10.8.3 (2), 9.2.2(4)
ξ_1	Adjusted ratio of bond strength taking into account the different diameters of prestressing and reinforcing steel	9.2.2 (4)
ξ_{bc1}	Adjustment parameter for basic creep to account for test results	B.6(5)
ξ_{bc2}	Adjustment parameter for time development function of basic creep to account for test results	B.6(5)
ξ_{dc1}	Adjustment parameter for drying creep to account for test results	B.6(5)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

ξ_{dc2}	Adjustment parameter for time development function of drying creep to account for test results	B.6(5)
ξ_{cbs1}	Adjustment parameter for basic shrinkage to account for test results	B.6(5)
ξ_{cbs2}	Adjustment parameter for time development function of basic shrinkage to account for test results	B.6(5)
ξ_{cds1}	Adjustment parameter for drying shrinkage to account for test results	B.6(5)
ξ_{cds2}	Adjustment parameter for time development function of drying shrinkage to account for test results	B.6(5)
ξ_{v}	Effective damping ratio (vibrations)	9.4(3)
$\xi_{v,st}$	Structural component of effective damping ratio (vibrations)	9.4(3)
$\xi_{v,furn}$	Furniture component of effective damping ratio (vibrations)	9.4(3)
$\xi_{v,fin}$	Ceiling and floor finishing component of effective damping ratio (vibrations)	9.4(3)
ρ_c	Oven-dry density of concrete in kg/m³	Table M.1
ρ	Reinforcement ratio	
ρ_{100}	Value of relaxation loss (in %), at 100 hours after tensioning and at a mean temperature of 20 °C	B.9(3)
ρ_{1000}	Value of relaxation loss (in %), at 1 000 hours after tensioning and at a mean temperature of 20 °C	B.9(3)
ρ_{conf}	Ratio of the reinforcement providing confinement referred to the diameter of the bar to be anchored or spliced	11.4.2(5)
ρ_l	Reinforcement ratio for bonded longitudinal reinforcement in the tensile zone due to bending referred to the nominal concrete area $d \cdot b_w$	8.2.2(2), 8.2.2(6-7), 8.4.3(1)
$\rho_{l,x}$, $\rho_{l,y}$	Value of ρ_l in *x*- and *y*-directions, respectively	8.2.2(7)
ρ_{min}	Minimum reinforcement ratio	
ρ_p	Tensile reinforcement ratio accounting for the different bond properties of reinforcing bars and prestressing tendons	9.2.3(1)
$\rho_{p,eff}$	Tensile reinforcement ratio accounting for the different bond properties of reinforcing bars and prestressing tendons, referred to the effective concrete area	9.2.4(2)
ρ_w	Shear reinforcement ratio	8.2.3(4), 8.4.4(1)
$\rho_{w,min}$	Minimum shear reinforcement ratio	12.1.1, 12.7(2)
$\rho_{w,stir}$	Minimum ratio of shear and torsion reinforcement in the form of stirrups	12.2.1.(2)
σ_1	Maximum tensile stress in uncracked concrete	D1.2
σ_{ad}	Design stress in reinforcing steel for dimensioning the anchorage or a lap splice	12.1.2(2)
σ_c	Compressive stress in the concrete	5.1.6(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

σ_{cd}	Design value of compressive stress in the concrete	8.1.2, 8.2.3(4), 8.2.3(13), 8.2.5(4), 8.5.2(2-3)
σ_{c2d}	Design value of the transverse stress in concrete due to confinement or minimum transverse compression stress due to external actions (compression positive).	8.1.4
$\sigma_{c,lim}$	Limited compressive stress for shear strength in plain concrete	14.4.3(3)
σ_{ctd}	Design value of the mean compression stress perpendicular to a free surface near bars to be anchored or spliced	11.4.2(6)
$\sigma_{cp,QP}$	Stress in the concrete adjacent to the tendons, due to self-weight and initial prestress and other quasi-permanent actions where relevant.	7.10.4(2)
σ_{d}	Design value of the average stress, tension positive	8.4.3(4)
σ_{gd}	Design value of ground pressure	8.4.2(6), 14.6.3(1)
$\sigma_{p,max}$	Maximum prestressing stress imposed at the active end by the jack	7.10.2(1)
σ_{pd}	Design value of the stress in the tendon	11.6.3
σ_{pi}	Initial stress in prestressing steel	B.9(3)
$\sigma_{pk,sup}$	Upper characteristic value of prestress	4.2.1.5(3)
$\sigma_{pk,inf}$	Lower characteristic value of prestress	4.2.1.5(3)
$\sigma_{p,m0(0)}$	Mean value of the prestressing stress after accounting for immediate losses at the active end.	7.10.2(1)
$\sigma_{p,mt(x)}$	Mean value of the prestressing stress after accounting for the immediate losses and the time-dependent losses at time *t* and a distance *x* from the active end.	7.10.2(1)
$\sigma_{p,m\infty}$	Long-term stress level in prestressing tendons at the state of zero (elastic) strain of the concrete at the same level	7.5(2)
σ_{s}	Serviceability value of steel stress, determined on the basis of a cracked section	9.2.4(3)
σ_{sd}	Design value of the reinforcing steel stress at the cross section	Figure 11.2, 11.4, 11.5, 12.1.2(2)
$\sigma_{s,lim}$	Limiting value of the serviceability steel stress in order to comply with a given limiting crack width	9.2.2 (2), 9.2.2 (3), 9.2.2 (4)
σ_{sr}	Stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section under the loading conditions causing first cracking	9.3.4(3)
σ_{swd}	Design value of the stress in the shear reinforcement	8.2.3(12)
$\Delta\sigma_{p,el}$	Prestressing losses due to elastic deformation of concrete	7.10.3(1), 7.10.3.3(2)
$\Delta\sigma_{cp}$	Variation of stress in concrete at the centre of gravity of the tendons when a number of *n* tendons are stressed at time *t*	7.10.3.3(2)
$\Delta\sigma_{pr}$	Absolute value of the variation of stress in the tendons at location *x*, at time *t*, due to the relaxation of the prestressing steel	7.10.3(1),7.10.4(2), B.9

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$\Delta\sigma_{p,ULS}$	Increase of the stress from the effective prestress to the stress in the ultimate limit state for prestressed members with permanently unbonded tendons	7.10.5 (3)
$\Delta\sigma_{p,sl}$	Prestressing losses due to anchorage seating	7.10.3(1)
$\Delta\sigma_{p,\mu}$	Prestressing losses due to friction	7.10.3(1), 7.10.3.1(1)
τ_{cp}	Shear stress in the concrete from acting shear force	14.4.3(3)
τ_{Ed}	Average acting shear stress over a cross section	8.2.1(3), 8.2.5(1)
$\tau_{Ed,i}$	Design value of the shear stress at interfaces	8.2.6
$\tau_{Rd,c}$	Shear stress resistance of members without shear reinforcement (average shear stress over a cross section)	8.2.2(3), 8.4.3(1)
$\tau_{Rdc,min}$	Minimum shear stress resistance allowing to avoid a detailed verification for shear (average shear stress over a cross section)	8.2.1(4)
$\tau_{Rd,cs}$	Shear stress resistance of planar members with shear reinforcement subjected to concentrated forces	8.4.1(2), 8.4.4(1)
$\tau_{Rd,i}$	Shear stress resistance at interfaces	8.2.6
$\tau_{Rd,max}$	Maximum shear stress resistance of planar members with shear reinforcement subjected to concentrated forces	8.4.1(2), 8.4.4(3)
$\tau_{Rd,pl}$	Design strength of plain concrete in shear	14.4.2
ϕ	Diameter of a reinforcing bar	
ϕ_b	Equivalent diameter of a bundle of reinforcing bars	11.4.2(8)
ϕ_{duct}	Outer diameter of a post-tensioning duct	8.2.3(10)
ϕ_{eq}	Equivalent bar diameter for bond calculations when tensile reinforcement is composed by bars of different diameters	9.2.2 (4)
ϕ_{mand}	Mandrel diameter for bent reinforcement bars	11.3
$\phi_{mand,min}$	Minimum value of ϕ_{mand}	11.3
$\phi_{mand,test}$	Value of ϕ_{mand} resulting from the tests according to EN ISO 15630-1	11.3(2)
$\phi_{min,\ trans}$	Minimum bar diameter for transverse reinforcement	12.5.2(1)
ϕ_p	Nominal diameter of the tendon	13.5.1(3), 13.5(3)
$\phi_{p,eq}$	Equivalent diameter of tendons	10.3(2)
$\phi_{w,max}$	Maximum diameter of punching shear reinforcement	12.5.1(3)
Φ	Factor taking into account eccentricity, including second order effects	14.4.5.2(1)
$\varphi(t,t_0)$	Creep coefficient, defining creep between times t and t_0, related to elastic deformation at 28 days	
φ (50y,t_0)	Creep coefficient after 50 years of loading	Table 5.2
$\varphi_{0,05}$	Lower-bound value of creep coefficient corresponding to a 5 % cut-off, based on a normal distribution	B.6(2)
$\varphi_{0,10}$	Lower-bound value of creep coefficient corresponding to a 10 % cut-off, based on a normal distribution	B.6(2)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$\varphi_{0,90}$	Upper-bound value of creep coefficient corresponding to a 90 % cut-off, based on a normal distribution	B.6(2)
$\varphi_{0,95}$	Upper-bound value of creep coefficient corresponding to a 95 % cut-off, based on a normal distribution	B.6(2)
$\varphi_{bc}(t,t_0)$	Basic creep coefficient	B.4(1), B.4(2)
$\varphi_{dc}(t,t_0)$	Drying creep coefficient	B.4(1), B.4(3)
$\varphi_{eff,b}$	Effective creep ratio for local second order effects	7.8.2(2)
$\varphi_{eff,s}$	Effective creep ratio for global second order effects	7.8.2(2)
$\varphi_{\sigma}(t,t_0)$	Creep coefficient, adjusted for non-linearity due to concrete stresses above $0{,}4f_{cm}$	B.6(6)
χ	Aging coefficient which may be taken equal to 0,8 for long term calculations	7.4(6)
ω	Mechanical reinforcement ratio	O.6(1)
ω_{cr}	Mechanical reinforcement ratio, below which, the structure is not expected to crack under the characteristic combination of actions	9.3.3(2)
ω_{prov}	Mechanical tension reinforcement ratio actually provided	
ω_r	Required mechanical tension reinforcement ratio at mid-span to resist the moment due to the design loads (at support for cantilevers)	9.3.3(2)

3.3 Symbols in Annex A

3.3.1 Latin upper case letters

$X_{i,m}$	mean value of the variable *i*	
$X_{i,k}$	characteristic or nominal value of the variable i used in a design formula	
V_i	coefficient of variation of the variable *i*	A(3)

3.3.2 Lower upper case letters

$f_{c,ais}$	actual in-situ concrete compressive strength in the structure	A(2)
$f_{c,is}$	compressive strength of a core taken at a test location within a structural element or precast concrete component expressed in terms of the strength of a 2:1 core of diameter ≥ 75 mm	A(2)

3.3.3 Greek lower case letters

μ_i	bias factor of the variable *i* defined as ratio $X_{i,m}$ / $X_{i,k}$
η_{is}	in-situ factor of the concrete compressive strength defined as ratio $f_{c,ais}$ / f_c

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.4 Symbols in Annex I

3.4.1 Latin upper case letters

AAR	Alkali-aggregate reaction	I.4.1.2
A_{sq}	Area of the cross section of a square section plain bar	I.11.4.1(4)
DEF	Delayed ettringite formation	I.4.1.2
P_x	Corrosion penetration depth	I.8.1
$V_{fc,is}$	Coefficient of variation of $f_{c,is}$	I.4.2.1(2)
$V_{fc,is,lim}$	Limit value of $V_{fc,is}$ for the adjustment of the partial factors for concrete	I.4.2.1(2)
V_x	Coefficient of variation of the material property X	I.5.3, 1.5.4
X_k	Characteristic value of the material property	I.5.3, 1.5.4

3.4.2 Latin lower case letters

$b_{w,i}$, $b_{w,i-1}$, $b_{w,i+1}$	Coefficients to evaluate b_w for shear resistance in case of shear reinforcement not fulfilling the maximum longitudinal spacing of shear assemblies/stirrups or bent-up bars given in clause 12	I.8.3.2(4)
c_f	additional distance with respect to concentrated loads of reaction forces acting on compression flanges	I.8.3.2(5)
$c_{min,xy}$	Minimum value of concrete cover between c_x and c_y for designing the anchorage in case of low concrete cover	I.11.4.1(7)
$f_{ck,is}$	Characteristic in-situ compressive strength of concrete cores expressed in terms of the strength of a 2:1 core of diameter ≥ 75 mm (5 % fractile) and assessed according to EN 13791:2019, Clause 8	I.5.2.1
$f_{ctk,is;0,05}$	Characteristic measured in-situ axial tensile strength of concrete (5% fractile	I.11.4.1(11)
$k_{lbs,c}$	Coefficient for bond calculation in case of low concrete cover	I.11.4.2(7)
k_n	Characteristic fractile factor for a sample size n	I.5.2.1 and I.5.3, I.5.4
$k_{\mu fc}$	Parameter to be used to evaluate f_{ck} from $f_{ck,is}$ and that account for the representativeness of the in-situ compressive concrete strength assessed according to EN 13791:2019, Clause 8	I.5.2.1(3)
$mtssl$	Maximum value of the transverse spacing of shear legs given in in 12.3.1 and 12.4.1 for beams and slabs respectively	I.8.3.2(4)
m_x	Mean value of the variable X from n sample results	I.5.3, I.5.4
n	Number of test results	I.5.3, I.5.4
s_X	Estimated value of the standard deviation of the variable X from n sample results	I.5.3, I.5.4
x_i	Basic variable i	I.5.3, I.5.4

3.4.3 Greek lower case letters

δ_1, δ_2	Coefficients for the design value of the reinforcement stress at the cross section to be anchored by bond over l_{bd} in case of bends and	I.11.4.2(1)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

	hooks	
$\eta_1, \eta_2, \eta_3, \eta_4$	Coefficients for the design anchorage length l_{bd} for plain bars	I.11.4.1(3)
σ'_{sd}	Design value of the reinforcement stress at the cross section to be anchored by bond over l_{bd} in case of bends and hooks	I.11.4.2(1)
$\Delta\sigma'_{sd}$	Design value of the reinforcement stress at the cross section developed by bends and hooks	I.11.4.2(1)
$\phi_{sq,eq}$	Equivalent bar diameter for bond calculation of square cross section bars	I.11.4.1(4)

3.5 Symbols in Annex J

3.5.1 Latin upper case letters

A_{f}	Cross sectional area of a CFRP ABR
D	Diameter of circular column section
E_{f}	Mean modulus of elasticity in longitudinal direction of ABR CFRP
E_{A}	Modulus of elasticity of the adhesive
F_{bfRd}	Design bond force resistance of the ABR CFRP
$F_{\mathrm{fEd,cr}}$	Force in CFRP at first crack in the strengthened area
$F_{\mathrm{f,NSM,max}}$	The maximum force in the NSM CFRP system, taking the shift of the tension envelope into account
$\Delta F_{f,min}$	Minimum value of ΔF_{f} under the fatigue load combination
$\Delta F_{f,max}$	Maximum value of ΔF_{f} under the fatigue load combination
ΔF_{f}	Force change in CFRP under the fatigue load combination
ΔF_{fEd}	Difference in FRP tension force between cracks
$\Delta F_{fEd,fat}$	Design difference in the change in force in the CFRP system between cracks
$\Delta F_{fRd,fat1}$	Fatigue resistance limited by an elastic response in the bond of the CFRP to the concrete surface
$\Delta F_{fRd,fat2}$	Fatigue resistance of the CFRP system subject to N* stress cycles
ΔF_{fRd}	Bond resistance between cracks
$\Delta F_{fE,equ}$	Maximum difference in CFRP stress under the relevant load combination between cracks
N^*	Number of stress cycles
$V_{\mathrm{Ed,f}}$	Design shear force in adhesively bonded CFRP stirrups for shear induced crack separation
$V_{\mathrm{Rd,cfE}}$	Design resistance against concrete cover separation
$V_{\mathrm{Rd,CFRP}}$	Design value of shear resistance of a member with shear strengthening
$V_{\mathrm{Rd,f}}$	Design value of ABR CFRP shear strengthening

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.5.2 Latin lower-case letters

a_f	Centre-to-centre spacing of adhesively bonded CFRP reinforcement
a_{fE}	Distance of strip from end support or deep beam support
$a_{f,max}$	Maximum centre-to-centre spacing of adhesively bonded CFRP reinforcement
a_r	Distance of adhesively bonded CFRP reinforcement from free edge
b_f	Width of the adhesively bonded CFRP reinforcement sheets or strips or square bars
b_{slot}	Width of slot for NSM CFRP reinforcement
c_{fat}	Reduction factor taking into account the stress cycles
$e_{f,min}$	Minimum distance from the slot to the edge for near surface mounted strip or bar
$f_{bfd,max,}$	Maximum design bond strength of a CFRP EBR system
f_{bfRd}	Design bond strength of the anchorage
$f_{ctm,surf}$	Mean surface tensile strength of concrete
f_{Ack}	Characteristic compressive strength of the adhesive
f_{Atk}	Characteristic tensile strength of the adhesive
$f_{fEd.max}$	Limiting design strength of the bond
f_{fbRd}	Limiting design strength of the bond
f_{fud}	Ultimate design short-term tensile strength of the ABR CFRP
f_{fuk}	Characteristic short-term tensile strength of the ABR CFRP
f_{fwd}	Design shear strength of the CFRP system
$\Delta f_{fk,B}$	Basic value of adhesive bond strength between cracks
$\Delta f_{fk,C}$	Increase of bond strength between cracks resulting from clamping from curvature of the beam
$\Delta f_{fk,F}$	Increase of bond strength between cracks resulting from bond friction
Δf_{fRd}	Bond resistance between adjacent cracks
k_b	Factor considering member width utilised for bond
k_e	Confinement effectiveness factor for rectangular columns
k_h	Confinement effectiveness factor for helical wrapping
k_{f3}	Exponent for determining factor for stress cycles
k_r	Factor considering corner radius

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

$k_{sys,b1}$	Product-specific system factor
$k_{sys,b2}$	Product-specific system factor
l_{bf}	Bond length of the adhesively bonded CFRP reinforcement
$l_{bf,max}$	Maximum value of effective bond length of ABR CFRP
$l_{bf,max,k}$	Characteristic value effective bond length
l_k	Cantilever length
n_f	Number of CFRP layers
r_c	Corner radius
s_f	Clear spacing between discrete ABR CFRP in partial wrapping
s_{f0k}	Maximum bond slip
$s_{cr,min}$	Minimum spacing of bending cracks
$s_{cr,max}$	Maximum spacing of bending cracks
t_f	Nominal thickness of the adhesively bonded reinforcement
t_{slot}	Depth of slot for NSM CFRP reinforcement bar or strip
z_f	The height of CFRP crossed by the shear crack

3.5.3 Greek lower-case letters

α_{bc}	Product-specific system factor for long-term behaviour of concrete
α_{bA}	Product-specific system factor for long-term behaviour of the adhesive
α_f	Angle formed between the CFRP system and longitudinal axis of a member in bending
α_{fat2}	Reduction factor for fatigue
β_l	Reduction factor for bond capacity taking account of anchorage length
β_f	Angle formed between the CFRP system and the transverse axis of a column strengthened by CFRP confinement
γ_{BA}	Partial factor for adhesively bonded CFRP reinforcement for bond
γ_f	Partial factor for tensile strength of adhesively bonded CFRP reinforcement
ε_{fud}	Long-term design strain of adhesively bonded CFRP reinforcement
ε_{fuk}	Characteristic ultimate strain for the adhesively bonded CFRP reinforcement
η_f	Reduction factor applied to the tensile stress of the EBR CFRP sheet or strip
$\Delta\sigma_f$	Stress range of an NSM CFRP reinforcement subjected to fatigue
$\Delta\sigma_{fEd}$	Difference in CFRP tension stress between adjacent flexural cracks
$\Delta\sigma_{fEd,max}$	Maximum difference in CFRP tension stress between adjacent flexural cracks
τ_{bck}	Bond strength of concrete with NSM CFRP reinforcement strips

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

τ_{bAk}	Bond strength of adhesive with NSM CFRP reinforcement strips
τ_{bAd}	Design value of the shear stress resistance of adhesive
τ_{bfd}	Design value of the shear stress resistance of NSM CFRP reinforcement strips
τ_{f1k}	Maximum bond strength of adhesively bonded CFRP reinforcement
τ_{Rd}	Design shear resistance
$\varnothing_s$	Diameter of NSM CFRP bars

3.6 Symbols in Annex JA

3.6.1 Latin upper case letters

C_c	Long term strength reduction factor to account for temperature
C_e	Long term strength reduction factor for creep
C_t	Long term strength reduction factor for environmental conditions
E_{fR}	Design value of modulus of elasticity of FRP-reinforcement

3.6.2 Latin lower case letters

f_{ck}^*	Modified characteristic compressive strength for determination of basic anchorage length of FRP reinforcement
f_{ftd}	Design tensile strength of FRP reinforcement
f_{ftd}^*	Design tensile strength of FRP reinforcement at a bend in the bar
f_{ftk0}	Tensile strength of FRP reinforcement at the rupture strain ε_{ftk0}
$f_{ftk,100a}$	Long term tensile strength of FRP reinforcement
f_{bd100a}	Long term bond strength of FRP reinforcement
f_{fwRd}	Design tensile strength of FRP shear reinforcement
d_f	Diameter of a FRP reinforcement bar
r_f	Bend radius of a FRP reinforcement bar

3.6.3 Greek letters

γ_{FRP}	Partial factor for FRP reinforcing material
ε_{fRd}	Strain of FRP reinforcement at design tensile strength f_{ftd}
$\varepsilon_{ftk,100a}$	Long term rupture strain of FRP reinforcement
ε_{ftk0}	Rupture strain of FRP reinforcement
$\tau_{Rd.f}$	Shear resistance of a member with FRP reinforcement
ρ_{lf}	Longitudinal reinforcement ratio for FRP reinforcement

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

σ_{ftd} Stress in the FRP bar

3.7 Symbols in Annex L

3.7.1 Latin upper case letters

$CMOD_1$ = 0,5 mm is the crack width (Crack Mouth Opening Displacement) for which the characteristic residual flexural strength, $f_{R,1k}$, is determined (defined in EN 14651).

$CMOD_3$ = 2,5 mm is the crack width (Crack Mouth Opening Displacement) for which the characteristic residual flexural strength, $f_{R,3k}$, is determined (defined in EN 14651).

A_{ct} area of the tension zone (in m^2) of the cross section involved in the failure of an equilibrium system

3.7.2 Latin lower case letters

$f_{R,1k}$ characteristic residual flexural strength at $CMOD_1$ = 0,5 mm representing the residual strength class

$f_{R,1k}^*$ characteristic residual flexural strength at $CMOD_1$ = 0,5 mm factored to account for variability associated with casting methods on site

$f_{R,1m}$ mean residual flexural strength at $CMOD_1$ = 0,5 mm

$f_{R,3k}$ characteristic residual flexural strength at $CMOD_3$ = 2,5 mm representing the performance class

$f_{R,3k}^*$ characteristic residual flexural strength at $CMOD_3$ = 2,5 mm factored to account for variability associated with casting methods on site

$f_{R,3m}$ mean residual flexural strength at $CMOD_3$ = 2,5 mm

f_{Ftsk} characteristic residual tensile strength for crack widths at the serviceability limit state

$f_{Fts,ef}$ effective residual tensile strength for crack widths at the serviceability limit state accounting for fibre orientation

$f_{Ft1,ef}$ effective residual tensile strength for crack width = 0,5 mm accounting for fibre orientation to be used in the constitutive law for bi-linear stress distribution

f_{Ftsd} design residual tensile strength for crack widths at the serviceability limit state accounting for fibre orientation

f_{Ft1d} design residual tensile strength for crack width = 0,5 mm accounting for fibre orientation to be used for bi-linear stress distribution

f_{Ftuk} characteristic residual tensile strength in a rigid plastic approach

$f_{Ftu,ef}$ effective residual tensile strength for a given crack width accounting for fibre orientation according to a stress-block approach

$f_{Ft3,ef}$ effective residual tensile strength for crack width = 2,5 mm accounting for fibre orientation to be used in the constitutive law for bi-linear analysis

f_{Ftud} design value of the residual tensile strength accounting for fibre orientation

f_{Ft3d} design residual tensile strength for crack width = 2,5 mm accounting for fibre orientation to be used for bi-linear stress distribution

k_{AS} parameter that limits the replacement of minimum longitudinal reinforcement by fibres

l_{cs} structural length used to convert the stress-crack width relationship of SFRC to a stress-strain relationship compatible with concrete design

w_u maximum crack opening accepted in the structural design

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.7.3 Greek letters

γ_{SF}	the partial factor for SFRC in tension
η, η_{ss}, η_F	parameters expressing that the shear capacity contributions from steel fibres and ordinary reinforced concrete are not 100 % additive
ε_{Ftu}	ultimate tensile strain for SFRC
ε_{Ftud}	design tensile strain limit used for SFRC cross sections with or without axial force according to 5.1.7 and 8.1.5
$\varepsilon_{F,0}$	equivalent strain value used to define the post-cracking constitutive law for non-linear analysis
κ_G	factor taking into account the size of the tensile zone involved in the failure state
$\kappa_{k,max}$	factor defining the upper limit of the ratio between characteristic and mean residual flexural strengths
κ_O	factor taking into account the orientation of the steel fibres in the concrete matrix in relation to the orientation of the principal tensile stress arising from the action effects
$\rho_{Fw,min}$	minimum shear reinforcement area
$\tau_{Rd,cF}$	design value of the shear strength of SFRC
$\tau_{Rd,sF}$	design value of the shear strength of SFRC with shear reinforcement
$\tau_{Rd,swF}$	design value of the torsional resistance in the transversal direction
$\tau_{Rd,slF}$	design value of the torsional resistance in the longitudinal direction

3.8 Abbreviations

AVCP	Assessment and Verification of Constancy of Performance.
CS, CN, CR	Classes of Concrete with Slow/Normal/Rapid strength development
CFRP	Carbon Fibre Reinforced Polymer reinforcement adhesively bonded to the concrete surface
ERC	Exposure Resistance Class
FPC	Factory Production Control
FRP	profiled or roughened glass or carbon Fibre Reinforced Polymer reinforcement
LWAC	Leigthweight Aggregate Concrete
PE	Polyethylene
n. a.	not applicable
SFRC	Steel Fibre Reinforced Concrete
SLS	Serviceability Limit State
SSRC	Stainless Steel Resistance Class
ULS	Ultimate Limit State

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

3.9 Units

Stresses and material strengths	For unit dependent, MPa shall be used.
E-Modulus	For unit dependent, MPa shall be used.
Geometric data	For unit dependent, mm shall be used.
Relative humidity	%
Time	Days, unless otherwise stated
Temperature	°C, K
Angle	Degrees

3.10 Sign conventions

(1) In general, forces, stresses and strains which result in an elongation of material have a positive and those which result in shortening have a negative sign. When compressive or tensile forces are indicated in a figure by a vector they have a positive sign when they are acting in the direction described by the vector.

(2) All tensile and compressive material strengths have to be used with a positive sign.

4 Basis of design

4.1 General rules

4.1.1 Basic requirements

(1) The basis of design for concrete structures shall be in accordance with the general rules given in prEN 1990, supplemented by the provisions for basis of design for concrete structures given in this document.

(2) The basic requirements of prEN 1990:2021, Clause 4 are deemed to be satisfied for concrete structures when the following are applied together:

— limit state design in conjunction with the partial factor method in accordance with prEN 1990,

— actions in accordance with prEN 1991 (all parts) and prEN 1997 (all parts),

— combination of actions in accordance with prEN 1990 and

— resistances, robustness, durability and serviceability in accordance with all relevant parts of EN 1992 (including fire design).

4.1.2 Structural reliability and quality management

(1) The rules for structural reliability and quality management given in prEN 1990 shall be followed.

4.1.3 Design service life

(1) The design service life of structures or members of structures shall be specified.

NOTE For values of design service life, see prEN 1990.

(2) Structures or members of structures shall be designed consistently with respect to all time-dependent effects including durability, serviceability and fatigue.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

4.2 Basic variables

4.2.1 Actions and time-dependent effects

4.2.1.1 General

(1) Actions to be used in design shall be obtained from the relevant parts of prEN 1991 (all parts) or prEN 1997 (all parts). Where relevant, other actions not covered by prEN 1991 (all parts) or prEN 1997 (all parts) shall be in accordance with prEN 1990 and as specified by the relevant authority or agreed for a specific project by the relevant parties.

NOTE Actions specific to this Eurocode (such as prestress, creep and shrinkage) are given in the relevant Clauses.

4.2.1.2 Time-dependent effects

(1) Time dependent effects, including relaxation of prestress, shrinkage and creep, should be accounted for in design, where relevant.

(2) Where creep is taken into account its design effects should be evaluated under the quasi-permanent combination of actions, and applied in all relevant combinations of actions.

4.2.1.3 Effects resulting from restrained, imposed deformations

(1) Effects resulting from restrained, imposed deformations shall be quantified and included when verifying serviceability limit states and fatigue.

NOTE 1 Effects resulting from restrained, imposed deformations can be caused by temperature differentials, shrinkage of concrete, differential settlements or other imposed deformations.

NOTE 2 Effects resulting from restrained, imposed deformations can be reduced, when necessary, using various methods such as varying the composition of the concrete mix (guidance is given in D.3(3)) and adjusting the stiffness of integral structural restraints. The use of bearings and joints can also reduce these effects.

(2) The effects of restrained, imposed deformations may be neglected at ultimate limit states where it can be demonstrated or has been shown by experience with similar structures that:

(i) there is sufficient deformation capacity to allow the respective movements to occur and fulfil the ultimate limit state, and

(ii) the structures behaviour is not sensitive to second order effects caused by large displacements.

In all other cases, the effects of restrained imposed deformations should be considered.

In ULS imposed deformations should be calculated for a design service life $t \geq 50$ years.

NOTE For a detailed analysis, see Annex D.

4.2.1.4 Ground-structure interaction

(1) Where ground-structure interaction has significant influence on the action effects in the structure, the properties of the ground and the effects of the interaction shall be taken into account in accordance with prEN 1997-1.

(2) Where differential settlements/movements of the structure due to ground subsidence are taken into account, predicted values should be estimated in accordance with prEN 1997-1.

4.2.1.5 Prestress

(1) The design prestress action shall be determined.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

NOTE 1 The prestress considered in this Eurocode is applied by tendons made of high-strength steel (wires, strands or bars).

NOTE 2 Internal tendons can be pre-tensioned and bonded or post-tensioned and bonded or unbonded.

NOTE 3 Tendons can be external to the structure with points of contact at possible deviators, at anchorages, or with continuous contact on curved surfaces.

(2) When considered in accordance with 7.6.1(1) b), the design prestress action at ultimate limit states should be taken as the mean value of the prestressing force (as calculated in 7.6.3 and 7.6.4) multiplied by the partial factor for prestress.

(3) For serviceability and fatigue verifications, allowance shall be made for possible variations in prestress. Upper and lower characteristic values of the prestressing stress at the serviceability limit state and in fatigue design shall be estimated from the mean value $\sigma_{\mathrm{pm}}(x,t)$ according to Formulae (4.1) and (4.2).

$$\sigma_{\mathrm{pk,sup}}(x,t) = r_{\mathrm{sup}} \cdot \sigma_{\mathrm{pm}}(x,t) \tag{4.1}$$

$$\sigma_{\mathrm{pk,inf}}(x,t) = r_{\mathrm{inf}} \cdot \sigma_{\mathrm{pm}}(x,t) \tag{4.2}$$

where

$\sigma_{\mathrm{pk,sup}}(x,t)$ is the upper characteristic value of prestress at position x and time t;

$\sigma_{\mathrm{pk,inf}}(x,t)$ is the lower characteristic value of prestress at position x and time t;

$\sigma_{\mathrm{pm}}(x,t)$ is the mean value of prestress at position x and time t (see 7.10.3).

NOTE The values of r_{sup} and r_{inf} given in Table 4.1(NDP) apply unless a National Annex gives different values.

Table 4.1(NDP) — Factors for calculating the upper and lower characteristic values of the prestress action

Type of prestress	r_{sup}	r_{inf}
Pre-tensioning	1,05	0,95
Post-tensioning with unbonded tendons	1,05	0,95
Post-tensioning with bonded tendons	1,10	0,90

4.2.1.6 Effect of water or gas pressure

(1) In structures exposed to high fluid or gas pressure the effect of potential pressure build up in pores and cracks shall be accounted for in the reinforcement design where it increases the action effects or reduces the resistance by more than 10 %.

4.2.2 Geometric data

(1) Geometric tolerances shall comply with EN 13670, Tolerance Class 1, or where other tolerances are permitted they shall be specified in the execution specification and suitable allowances shall be made in the design.

NOTE Allowances to be made in design where different tolerances are applicable to certain members can be provided in a National Annex. Examples of such members could include cast-in-place bored piles where the steel casing is pulled, or concrete piles driven through rock. This standard offers no guidance on what allowance is

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

adequate, but engineering practice in the various countries could. Allowance can be made either by a reduced cross section, an assumed deformation or a reduced resistance.

4.3 Verification by the partial factor method

4.3.1 Partial factor for shrinkage action

(1) Where consideration of shrinkage actions is required for ultimate limit state a partial factor, γ_{SH}, shall be used.

NOTE The value of γ_{SH} is 1,0 unless a National Annex gives a different value.

4.3.2 Partial factors for prestress action

(1) The partial factors $\gamma_{P,fav}$ or $\gamma_{P,unfav}$ shall be applied to the prestress force for ultimate limit state verifications when considered in accordance with 7.6.1(1) b).

NOTE The values of $\gamma_{P,fav}$ or $\gamma_{P,unfav}$ given in Table 4.2(NDP) apply unless a National Annex gives different values.

Table 4.2(NDP) — Partial factors for prestress action for ultimate limit states

Factor for prestress	Value	Applied to	ULS verification type
$\gamma_{P,fav}$	1,00	Prestress force for bonded and unbonded tendons	Verifications where an increase in prestress would be favourable.
$\gamma_{P,unfav}$	1,20		Verifications where an increase in prestress would be unfavourable.
$\gamma_{\Delta P,sup}$	0,80	Change in stress in unbonded tendons	Verifications where increase in stress would be favourable
$\gamma_{\Delta P,inf}$	1,20		Verifications where increase in stress would be unfavourable
$\gamma_{\Delta P,sup}$ $\gamma_{\Delta P,inf}$	1,0		Verifications where linear analysis with uncracked sections, i.e. assuming a lower limit of deformations, is applied

(2) Partial factors $\gamma_{\Delta P,sup}$ or $\gamma_{\Delta P,inf}$ shall be applied to the change in stress in unbonded prestressing tendons associated with the deformation of the member for ultimate limit state verifications (see 7.6.5(4)).

NOTE The values of $\gamma_{\Delta P,sup}$ and $\gamma_{\Delta P,inf}$ given in Table 4.2(NDP) apply unless a National Annex gives different values.

4.3.3 Partial factors for materials

(1) Partial factors for materials γ_C and γ_S shall be used.

NOTE 1 The values of γ_C and γ_S are given in Table 4.3(NDP) unless a National Annex gives different values.

NOTE 2 For fire design the partial factors are obtained from prEN 1992-1-2. For seismic design the partial factors are obtained from prEN 1998 (all parts).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 4.3(NDP) — Partial factors for materials

Design situations — Limit states	γ_S for reinforcing and prestressing steel	γ_C and γ_{CE} for concrete	γ_V for shear and punching resistance without shear reinforcement
Persistent and transient design situation	1,15	1,50[a]	1,40
Fatigue design situation	1,15	1,50	1,40
Accidental design situation	1,00	1,15	1,15
Serviceability limit state	1,00	1,00	–
NOTE The partial factors for materials correspond to geometrical deviations of Tolerance Class 1 and Execution Class 2 in EN 13670.			
[a] The value for γ_{CE} apply when the indicative value for the elastic modulus according 5.1.4(2) is used. A value $\gamma_{CE} = 1{,}3$ apply when the elastic modulus is determined according to 5.1.4(1).			

(2) Lower values of partial factor γ_S for the verification of the ULS in case of persistent, transient and accidental design situations may be used according to A(6) if a design value of the effective depth d_d is considered.

(3) Lower values of γ_C and γ_S may be used if justified by measures reducing the uncertainty in the calculated resistance, as specified in Annex A.

(4) To allow for increased uncertainty and variability of concrete strength in cast-in-place concrete members, cast in the ground at significant depth without permanent casing, the partial factor γ_C should be multiplied by a factor k_{cip}.

NOTE The value of k_{cip} is 1,1 in general and 1,0 for cast-in-place concrete members built in accordance with EN 1536, EN 1538 or EN 14199, unless a National Annex gives different values.

4.4 Requirements for fastenings and post-installed reinforcing steel

(1) Reinforcement which is either cast-in or drilled-in and grouted into hardened concrete extending out of a member and/or connecting a member to an adjacent member, shall be properly anchored into the concrete member.

(2) For reinforcement under tension for which concrete breakout or blowout is prevented or not relevant according to EN 1992-4 and for reinforcement under compression, the capacity in bond and the transfer of forces to the reinforcement of the member shall be verified according to the provisions in Clause 11. Otherwise, the connection shall be verified according to EN 1992-4.

(3) The local and global structural effects of fastenings shall be considered in the design of the parent member in accordance with this Eurocode. Fastenings shall be designed in accordance with EN 1992-4.

NOTE For requirements to post-installed reinforcing steel systems, see also C.8.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

5 Materials

5.1 Concrete

5.1.1 General

(1) The Clauses in 5.1 give provisions for normal weight and heavy weight concrete.

NOTE 1 Specific rules for steel fibres reinforced concrete are given in Annex L.

NOTE 2 Specific rules for lightweight concrete are given in Annex M.

NOTE 3 Specific rules for concrete using recycled aggregates are given in Annex N.

(2) Concrete used for structures designed in accordance with this Eurocode shall comply with EN 206.

5.1.2 Properties and related conditions

(1) Specified properties and related conditions of concrete that are required for design to this Eurocode should include at least:

— concrete strength class according to 5.1.3(3);

— aggregate sizes (D_{upper} and D_{lower}) in accordance with EN 206;

— exposure class related to environmental conditions according to Clause 6;

— chloride class in accordance with EN 206;

— execution class in accordance with EN 13670, see Clause 6.

(2) The following properties may either be derived in accordance with the provisions of 5.1, or may be determined by testing, or may be specified for special cases:

— tensile strength (f_{ctm}, $f_{ctk0,05}$, $f_{ctk0,95}$);

— modulus of elasticity (E_{cm});

— Poisson's ratio;

— coefficient of thermal expansion ($\alpha_{c,th}$);

— creep coefficient (φ) according to 5.1.5 or Annex B;

— shrinkage value (ε_{cs}) according to 5.1.5 or Annex B;

— density of concrete according to 5.1.6 or Annex M and Annex N.

(3) The design properties of concrete may be used for service temperatures in the range from −40 °C to +100 °C.

(4) Experimental verification should be used in cases where a member or a structure is sensitive to any of these properties and there is no previous experience or established practice showing that such verifications are not necessary.

NOTE For guidance to experimental determination of creep and shrinkage values, see Annex B.

5.1.3 Strength

(1) The compressive strength of concrete shall be denoted by concrete strength classes which relate to the characteristic (5 %) cylinder strength f_{ck} of the concrete in accordance with EN 206, determined at an age t_{ref}.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) The value for t_{ref}

(i) should be taken as 28 days in general or

(ii) may be taken between 28 and 91 days when specified for a project.

(3) The compressive and tensile strength characteristics necessary for design should be taken from Table 5.1.

Table 5.1 — Compressive and tensile strength of concrete [MPa]

f	Strength classes for concrete [EN 206]															Analytical formulae
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105	C100/115	
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100	–
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,3	4,5	4,7	4,9	5,1	$f_{ctm} = 0{,}3 f_{ck}^{2/3}$ ($f_{ck} \leq 50$ MPa) $f_{ctm} = 1{,}1 f_{ck}^{1/3}$ ($f_{ck} > 50$ MPa)
$f_{ctk;0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	2,9	3,0	3,2	3,3	3,5	3,6	$f_{ctk;0,05} = 0{,}7 f_{ctm}$ (5 %-fractile)
$f_{ctk;0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,4	5,6	5,9	6,2	6,4	6,6	$f_{ctk;0,95} = 1{,}3 f_{ctm}$ (95 %-fractile)

NOTE 1 All strength classes apply unless a National Annex excludes specific classes.

NOTE 2 Intermediate strength classes can be used, if included in a National Annex.

NOTE 3 The relationship between cube strength and cylinder strength is covered in EN 206.

NOTE 4 For restrictions on the scope of application of Table 5.1 to lightweight concrete or recycled aggregate concrete refer to Annex M and Annex N, respectively.

NOTE 5 The design clauses of SLS and for minimum reinforcement make allowance for an over-strength of tensile strength in a class between $f_{ctk;0,05}$ and $f_{ctk;0,95}$.

(4) If required, the concrete compressive strength $f_{ck}(t)$, should be specified for times t that can be before or after t_{ref} for a number of stages (e.g. demoulding, removal of propping, transfer of prestress).

(5) Where concrete tensile strength is tested and documented at the same frequency as for compressive strength, a statistical analysis of test results may be used as a basis for the evaluation of the tensile strength $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$ and f_{ctm}, as an alternative to Table 5.1.

(6) Unless verified by testing, the development of concrete strength with time should be estimated according to Annex B.

5.1.4 Elastic deformation

(1) The values of the elastic modulus of concrete should be specifically assessed if the structure is likely to be sensitive to deviations from the approximate indicative values given in (2).

NOTE The elastic deformations of concrete largely depend on its composition (especially the aggregates).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

(2) Approximate indicative values for the modulus of elasticity E_{cm} may be taken as:

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{1/3} \tag{5.1}$$

For concrete with quartzite aggregates $k_E = 9\,500$ may be assumed. For other types of aggregates k_E can vary between 5 000 and 13 000.

NOTE 1 A Country's National Annex can provide additional information for the value k_E.

NOTE 2 E_{cm} is based on the secant modulus between $\sigma_c = 0$ and $\sigma_c = 0{,}4f_{cm}$.

(3) Poisson's ratio may be taken equal to 0,2 for uncracked concrete and 0 for concrete cracked in tension.

5.1.5 Creep and shrinkage

(1) The creep deformation of concrete $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ at time t for a constant compressive stress σ_c applied at the concrete age t_0, shall be given by:

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \varphi(t,t_0) \cdot (\sigma_c/E_c) \tag{5.2}$$

where

E_c is the tangent modulus of elasticity, which may be taken as $1{,}05E_{cm}$ or calculated more accurately from Formula (B.21).

NOTE Creep and shrinkage of the concrete depend on the ambient humidity, the dimensions of the element, the composition of the concrete and curing conditions. Creep is also influenced by the maturity of the concrete when the load is first applied and depends on the duration and magnitude of the loading.

(2) If the compressive stress of concrete at an age t_0 does not exceed $0{,}40f_{cm}(t_0)$ under the quasi-permanent combination of actions and where great accuracy is not required, the values found from Table 5.2 may be considered as the creep coefficient $\varphi(50\text{y},t_0)$ for plain concrete. Where a more accurate creep prediction is required, Annex B should be used.

NOTE Annex B provides further information and guidance, including the development of the modulus of elasticity with time and the development of creep with time.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 5.2 — Creep coefficient $\varphi(50y,t_0)$ of plain concrete after 50 years of loading

Age at loading t_0 [d] for strength development classes of concrete[a]			Dry atmospheric conditions (RH = 50 %)				Humid atmospheric conditions (RH = 80 %)			
			h_n[b] [mm]				h_n[b] [mm]			
CS	**CN**	**CR**	**100**	**200**	**500**	**1 000**	**100**	**200**	**500**	**1 000**
3	**1**	**1**	4,2	3,8	3,4	3,1	3,0	2,8	2,6	2,5
10	**7**	**3**	3,1	2,8	2,5	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9
32	**28**	**23**	2,4	2,2	1,9	1,8	1,7	1,6	1,6	1,5
91	**91**	**91**	1,9	1,7	1,5	1,4	1,4	1,3	1,2	1,2
365	**365**	**365**	1,4	1,3	1,1	1,0	1,0	0,9	0,9	0,8
Correction factor *A*			0,82	0,79	0,75	0,72	0,71	0,68	0,66	0,64

NOTE 1 For geometries outside the given range of notional size, Annex B should be used.

NOTE 2 The values of the creep coefficient apply to $f_{ck,28}$ = 35 MPa. For other strength in the range of 12 MPa ≤ $f_{ck,28}$ ≤ 100 MPa, the values should be multiplied by the factor $35/f_{ck,28}A$, where A is the correction factor in the table.

NOTE 3 The creep coefficients are mean values with a coefficient of variation of about 30 %.

[a] Classes CS, CN and CR stand for slow, normal and rapid strength development of concrete, respectively, see B.3(1).

[b] h_n is the notional size = $2A_c/u$, where A_c is the concrete cross sectional area and u is the perimeter of that part which is exposed to drying.

(3) When the compressive stress at age t_0 exceeds the value $0{,}40f_{cm}(t_0)$ under the quasi-permanent combination of actions then creep non-linearity should be considered. In such cases the non-linear notional creep coefficient shall be obtained according to Annex B.

(4) Values for total shrinkage after 50 years may be taken from Table 5.3(NDP) for plain concrete. Where a more accurate shrinkage prediction is required, Annex B should be used.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 5.3(NDP) — Nominal total shrinkage values $\varepsilon_{cs,50y}$ [‰] for concrete after a duration of drying of 50 years

Strength development of concrete[a]	$f_{ck,28}$	Dry atmospheric conditions (RH = 50 %) h_n [mm]				Humid atmospheric conditions (RH = 80 %) h_n [mm]			
		100	200	500	1 000	100	200	500	1 000
Class CS	20	0,57	0,56	0,48	0,36	0,33	0,32	0,28	0,21
	35	0,53	0,51	0,45	0,35	0,31	0,31	0,27	0,22
	50	0,49	0,48	0,43	0,35	0,30	0,29	0,27	0,23
Class CN	20	0,67	0,65	0,56	0,41	0,38	0,37	0,32	0,24
	35	0,60	0,59	0,51	0,39	0,34	0,34	0,30	0,24
	50	0,55	0,54	0,48	0,37	0,31	0,31	0,28	0,23
	80	0,48	0,48	0,43	0,36	0,30	0,30	0,28	0,25
Class CR	35	0,76	0,74	0,65	0,48	0,42	0,41	0,36	0,28
	50	0,67	0,66	0,58	0,44	0,36	0,35	0,32	0,26
	80	0,55	0,54	0,49	0,39	0,31	0,30	0,28	0,25

NOTE 1 The values in table 5.3(NDP) apply unless a National Annex gives different values.
NOTE 2 The values are mean values with a coefficient of variation of about 30 %.
NOTE 3 The notional size h_n is defined in the notes to Table 5.2.

[a] Classes CS, CN and CR stand for slow, normal and rapid strength development of concrete, respectively, see B.3(1).

5.1.6 Design assumptions

(1) The value of the design compressive strength shall be taken as:

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot k_{tc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \tag{5.3}$$

where

η_{cc} is a factor to account for the difference between the undisturbed compressive strength of a cylinder and the effective compressive strength that can be developed in the structural member. It shall be taken as:

$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1{,}0 \tag{5.4}$$

k_{tc} is a factor considering the effect of high sustained loads and of time of loading on concrete compressive strength.

NOTE The value is $k_{tc} = 1{,}00$ for $t_{ref} \leq 28$ days for concretes with classes CR and CN and $t_{ref} \leq 56$ days for concretes with class CS, and $k_{tc} = 0{,}85$ for other cases including when $f_{ck}(t)$ is determined in accordance with 5.1.3(4), unless a National Annex gives different values.

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) The value of the design tensile strength f_{ctd} shall be taken as:

$$f_{ctd} = k_{tt} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} \tag{5.5}$$

where

k_{tt} is a factor considering the effect of high sustained loads and of time of loading on concrete tensile strength.

NOTE The value is $k_{tt} = 0{,}80$ for $t_{ref} \leq 28$ days for concretes with classes CR an CN and $t_{ref} \leq 56$ days for concretes with class CS, and $k_{tt} = 0{,}70$ for other cases including when $f_{ck}(t)$ is determined in accordance with 5.1.3(4), unless a National Annex gives different values.

(3) The relation between compressive σ_c and ε_c shown in Figure 5.1 and described by the Formula (5.6) may be used to model the response of concrete to short term uniaxial compression.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \tag{5.6}$$

where

f_{cm} is determined according to Table 5.1;

$$k = 1{,}05\, E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}/f_{cm} \tag{5.7}$$

$$\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1} \tag{5.8}$$

$$\varepsilon_{c1}\,[‰] = 0{,}7 f_{cm}^{1/3} \leq 2{,}8\ ‰ \tag{5.9}$$

$$\varepsilon_c < \varepsilon_{cu1}\,[‰] = 2{,}8 + 14 \cdot (1 - f_{cm}/108)^4 \leq 3{,}5\ ‰ \tag{5.10}$$

NOTE Simplified stress distributions in cross sections used to determine the resistance to axial and flexural effects at the ultimate limit state are provided in 8.1.2.

(4) Other idealised stress-strain relations may be applied, if they adequately represent the behaviour of the concrete considered.

Figure 5.1 — Stress-strain relation for concrete in compression

(5) Unless more precise values are available, the mean density of normal weight reinforced concrete for the purposes of design may be taken as 2 500 kg/m^3, and for plain normal weight concrete as 2 400 kg/m^3.

(6) Unless more accurate information is available, the linear coefficient of thermal expansion $\alpha_{c,th}$ may be taken equal to $10 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1}.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

5.2 Reinforcing steel

5.2.1 General

(1) The clauses in 5.2 give provisions for the following types of reinforcing steels suitable for design of concrete structures in accordance with this Eurocode:

— weldable ribbed and indented reinforcing steel, in the form of bars including de-coiled bars,

— weldable ribbed and indented reinforcing steel in the form of welded fabric and lattice girders.

NOTE Annex I gives information for assessment of existing structures with plain (smooth) bars. These rules can be used also for new structures, where plain shear or plain confinement reinforcement is used.

(2) The rules in this Eurocode may be used for bar diameters

— of ribbed reinforcement with $\phi \leq 50$ mm,

— indented reinforcement with $\phi \leq 14$ mm.

(3) The requirements for the properties of the reinforcement apply for the material as placed in the finished structure, and for service temperatures in the range from −40 °C to +100 °C. If workshop processing or site operations can affect the properties of the reinforcement, then those properties shall be verified after such operations.

(4) Steels used for structures designed in accordance with this Eurocode shall comply with EN 10080 for carbon reinforcing steel.

NOTE 1 For requirements for reinforcing steel material according to steel classes see C.4. For additional or modified rules for stainless reinforcing steel see Annex Q.

NOTE 2 As long as the harmonized product standards EN 10080 and prEN 10370 are not published, a National Annex can refer to other technical specifications, e.g. national product standards for reinforcing steel.

NOTE 3 For other reinforcing steel products which are to be used with Eurocode 2, a National Annex can give additional or modified design and detailing rules referring to relevant technical product specifications and national practice.

5.2.2 Properties

(1) Specified properties of reinforcing steel that are required for design to this Eurocode shall include at least:

— strength class in accordance with Table 5.4 and Table C.1,

— ductility class in accordance with Table 5.5 and Table C.2,

— diameter or size,

— execution class in accordance with EN 13670.

(2) The following properties of reinforcing steel may be derived in accordance with the provisions of 5.2.2:

— yield strength f_{yk} or $f_{0,2k}$,

— stress ratio $(f_t/f_y)_k$,

— elongation at maximum load ε_{uk},

— *S-N* curves for fatigue, see Annex E.

(3) Reinforcing steel suitable for design of concrete structures in accordance with this Eurocode shall satisfy the requirements of C.4.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) Reinforcing steel shall be clearly identifiable with respect to strength and ductility class according to Tables 5.4 and 5.5. For requirements to classify steel products based on declared properties see C.4.

Table 5.4 — Strength classes of reinforcing steel

Properties for stress-strain-diagram (Fig. 5.2)	Reinforcing steel strength class					
	B400	B450	B500	B550	B600	B700
characteristic value f_{yk} [MPa]	400	450	500	550	600	700
NOTE All strength classes apply unless a National Annex excludes specific classes. Intermediate strength classes can be used, if included in a National Annex.						

Table 5.5 — Ductility classes of reinforcing steel

Properties for stress-strain-diagram (Fig. 5.2)	Reinforcing steel ductility class		
	A	B	C
Characteristic value of $k = (f_t/f_y)_k$	1,05	1,08	1,15 to 1,35
Characteristic strain at maximum force ε_{uk}	2,5 %	5,0 %	7,5 %

5.2.3 Welding of reinforcing bars

(1) Welding of reinforcing bars shall be designed and detailed, and welds shall be specified in the execution specification.

(2) When the loading is predominantly static, the welding shall be carried out in accordance with EN ISO 17660.

(3) When the loading is not predominantly static, or where fatigue is considered, the welds shall be designed and detailed in compliance with prEN 1993 (all parts).

NOTE Further provisions regarding welding of reinforcement can be given in a National Annex.

5.2.4 Design assumptions

(1) Design should be based on the nominal cross section area of the reinforcement and the design values derived from the characteristic values given in 5.2.2 with:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S \text{ and } f_{yd} = f_{0,2k}/\gamma_S \text{, respectively} \tag{5.11}$$

(2) For design either of the following assumptions may be made (see Figure 5.2):

a) an inclined post-elastic branch with a strain limit of $\varepsilon_{ud} \leq 0{,}9\varepsilon_{uk}$ and a maximum stress of $k \cdot f_{yk}/\gamma_S$ at ε_{uk}, where $k = (f_t/f_y)_k$;

b) a horizontal post-elastic branch without strain limit.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

Key

1 nominal diagram for reference

2 design diagrams

Figure 5.2 — Stress-strain diagrams for reinforcing steel (for tension and compression)

(3) The design value of the modulus of elasticity E_s may be assumed to be 200 000 MPa for weldable reinforcing steel, unless more precise values are known.

(4) The mean density of reinforcing steel for the purposes of design may be taken as 7 850 kg/m³.

(5) The coefficient of thermal expansion $\alpha_{s,th}$ may be taken as $10 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1} for weldable reinforcing steel, unless more precise values are known.

5.2.5 Reinforcement bar couplers

(1) Couplers for splicing of reinforcing bars shall be capable of developing the static strength and ductility of the spliced reinforcement.

(2) Couplers meeting the requirements of C.6 may be assumed to satisfy the requirement of (1).

5.2.6 Headed bars for reinforcement

(1) Anchor heads of headed bars shall be capable of developing the strength and ductility of the reinforcing bar when tested, and the anchor head shall be fixed to the reinforcing bar in a way that can be demonstrated to provide adequate robustness.

(2) Headed bars meeting the requirements of C.7 for the appropriate category may be assumed to satisfy the requirements of (1).

5.3 Prestressing steel

5.3.1 General

(1) The clauses in 5.3 give provisions for prestressing steel in the form of wires, strands and bars suitable for design of concrete structures in accordance with this Eurocode.

(2) The requirements for the properties of the prestressing steel apply for the material as placed in the finished structure and for service temperatures in the range of −40 °C to +100 °C except for relaxation as noted in Table 5.6.

(3) Prestressing steel used for structures designed in accordance with this Eurocode shall comply with prEN 10138 (all parts) (see C.5).

NOTE As long as the harmonized product standard prEN 10138 (all parts) is not published, a National Annex can refer to other technical specifications, e.g. national product standards for prestressing steel.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

5.3.2 Properties

(1) Specified properties of prestressing steel that are required for design to this Eurocode shall include at least:

— strength class in accordance with Table 5.6,

— product type wire, strand or bar,

— diameter or size,

— execution class in accordance with EN 13670.

(2) The following properties of prestressing steel may be derived in accordance with the provisions of 5.3:

— 0,1 % proof stress $f_{p0,1k}$,

— Tensile strength f_{pk},

— Stress ratio ($f_{pk}/f_{p0,1k}$),

— Elongation at maximum load ε_{uk},

— *S-N* curves for fatigue, see Annex E.

Table 5.6 — Strength classes of prestressing steel

Properties in stress-strain-diagram (Fig. 5.3) (characteristic values)	(a) Wires[a]			
	Y1570	**Y1670**	**Y1770**	**Y1860**
proof stress $f_{p0,1k}$ [MPa]	1380	1470	1550	1650
tensile strength f_{pk} [MPa]	1570	1670	1770	1860
	(b) Strands[a]			
	Y1770	**Y1860**	**Y1960**	**Y2060**
proof stress $f_{p0,1k}$ [MPa]	1550	1650	1740	1810
tensile strength f_{pk} [MPa]	1770	1860	1960	2060
	(c) Bars[a]			
	Y1030	**Y1050**	**Y1100**	**Y1230**
proof stress $f_{p0,1k}$ [MPa]	830	950	890	1080
tensile strength f_{pk} [MPa]	1030	1050	1100	1230

NOTE 1 All strength classes apply unless a National Annex excludes specific classes. Intermediate strength classes can be used, if included in a National Annex.

NOTE 2 For requirements to classify steel products see C.5.

[a] In all strength classes, ductility value of $k = (f_{pk}/f_{p0,1k}) = 1{,}1$ and characteristic strain at maximum force $\varepsilon_{uk} = 3{,}5$ %.

(3) Prestressing steel suitable for design of concrete structures in accordance with this Eurocode shall satisfy the requirements of C.5.

(4) More accurate information based on production data of the prestressing steel may be used in design such as e.g. stress-strain diagrams, modulus of elasticity and isothermal stress relaxation.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

5.3.3 Design assumptions

(1) Design should be based on the nominal cross section area of the prestressing steel and the design values derived from the characteristic values given in 5.3.2 with:

$$f_{pd} = f_{p0,1k}/\gamma_S \tag{5.12}$$

(2) For design, either of the following assumptions may be made (see Figure 5.3):

a) an inclined post-elastic branch, with a strain limit $\varepsilon_{ud} \leq 0{,}9\varepsilon_{uk}$ and a maximum stress of f_{pk}/γ_S at ε_{uk}.

b) or a horizontal post-elastic branch without strain limit.

Key

1 nominal diagram for reference

2 design diagrams

Figure 5.3 — Stress-strain diagrams for prestressing steel (only tension)

(3) The design value for the modulus of elasticity E_p may be assumed to be 200 000 MPa. If more accurate values are required, values from test certificates should be used.

NOTE The actual value of the E-modulus for wires is 205 000 MPa. For strands it can range from 190 000 MPa to 200 000 MPa, depending on the manufacturing process and the geometrical configuration of the prestressing steel. For bars, the modulus is 205 000 MPa however, the secant modulus between 0 and $0{,}7f_{pk}$. may be as low as 170 000 MPa depending on the manufacturing process.

(4) The mean density of prestressing steel for the purposes of design may be taken as 7 850 kg/m^3.

(5) The coefficient of thermal expansion $\alpha_{s,th}$ may be taken as $10 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1} for prestressing steel unless more precise values are known.

(6) The relaxation loss may be obtained either from Table B.4 or from the manufacturer's test certificates adapted for the effects of initial stress and time in accordance with Annex B.

5.4 Prestressing systems

5.4.1 General

(1) Prestressing systems including tendon anchorage assemblies and tendon coupler assemblies suitable for design of concrete structures in accordance with this Eurocode should have resistance to static load and elongation, resistance to fatigue and load transfer to structure characteristics in accordance with the European Assessment Document EAD 160004-00-0301.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) As a minimum the following information shall be provided in the technical documentation of the post-tensioning systems as basis for the design of concrete structures in accordance with this Eurocode:

— product type and properties of prestressing steel,

— types of applications of tendons,

— types and dimensions of ducts, anchorages and tendon couplers,

— arrangement and detailing of tendon supports,

— minimum spacing and edge distances of anchorages and tendon couplers with corresponding local anchorage zone reinforcement as a function of concrete strength,

— minimum radii of tendon curvature,

— friction coefficients,

— anchorage seating,

— details for corrosion protection as a function of the tendon protection level.

(3) Prestressing tendons shall be adequately and permanently protected against corrosion along the tendon length and at anchorages.

(4) Internal bonded post-tensioning tendons may be provided with different levels of corrosion protection:

— Protection Level 1: Tendon grouted within a metal duct.

— Protection Level 2: Tendon fully encapsulayed within a grouted polymer duct and anchorage caps.

— Protection Level 3: Tendon fully encapsulated within a grouted polymer duct and anchorage caps and encapsulation monitorable with electrical resistance measurement or equivalent methods.

NOTE Guidance for the assessment of tendon protection levels and polymer ducts can be found in *fib* Bulletin 75.

5.4.2 Anchorage zones

(1) The strength of the anchorage and coupling devices and anchorage zones shall be sufficient for the transfer of the tendon force to the concrete. The formation of cracks in the anchorage zones shall not impair the function of the anchorage and coupling device. These requirements may be assumed to be complied with if:

— Detailing of the local anchorage zones is in accordance with the technical documentation of a post-tensioning system which complies with 5.4.1(1),

— Design and detailing of the general anchorage zones is in accordance with 11.6.4.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

6 Durability

6.1 General

(1) A durable structure shall meet the requirements of serviceability, strength and stability throughout its design service life, without significant loss of utility, with anticipated maintenance but without major repair being necessary, in line with the general requirements of prEN 1990.

(2) The required protection against deterioration of the structure shall be established by considering environmental conditions, intended use, design service life, maintenance programme and actions.

(3) Concrete structures complying with the provisions of this standard, EN 206 and EN 13670 are assumed to be sufficiently durable. Requirements for durability should be considered in addition to SLS and ULS.

NOTE 1 For the purpose of assessing durability, end of design service life is considered to have been reached when there is corrosion attack in the reinforcement and/or loss of concrete thickness or strength of the structural element, to an extent that impairs its performance.

NOTE 2 Corrosion attack can be judged by loss of bar diameter in the case of carbonation attack and pitting depth in the reinforcement in the case of chloride attack.

(4) The possible significance of direct and indirect actions (like temperature, shrinkage and creep) environmental conditions and consequential effects shall be considered.

(5) Corrosion protection of steel reinforcement depends on quality, thickness and extent of cracking of the concrete in the cover zone.

(6) Where metal fastenings are not fully embedded in concrete, they should be of corrosion resistant material. Where it is possible to inspect and replace or repair them, fastenings with protective coating may be used in exposed conditions.

(7) Further requirements to those given in this Clause should be considered for special situations (e.g. for structures of temporary or monumental nature, structures subjected to extreme or unusual actions or extraordinary exposure conditions, etc.)

6.2 Requirements for durability

(1) In order to achieve the required design service life of the structure, adequate measures shall be taken to protect each concrete member against the relevant environmental actions.

(2) The requirements for durability shall be considered at all stages, including:

— structural conception,

— material selection,

— construction details,

— execution,

— quality management,

— life-time maintenance.

(3) Where appropriate, special measures should be considered (e.g. coatings of concrete surface, cathodic protection, corrosion inhibitors or reinforcing steel with metallic or non-metallic coatings). For such situations, the effects on all relevant material properties and design parameters should be considered, including bond. For stainless steel, the provisions in Annex Q shall be used.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

6.3 Environmental exposure conditions

(1) The environmental exposure conditions are those chemical, physical and biological conditions to which the structure is exposed (additional to the mechanical actions). The exposure conditions can be different on the various faces or elevations of a concrete member, and consequently while the concrete shall meet the relevant requirements, the requirements for cover to the reinforcement and the limitation of cracking may be different.

(2) All relevant forms of attack on the structure shall be taken into account. The forms of attack include:

— Alkali-aggregate reaction (AAR),

— Biological attacks arising from e.g.:

- algae,
- vegetation,

— Chemical attacks arising from e.g. the use of the building or the structure (storage of liquids, etc.):

- acid solutions,
- soft water,
- sulfates,
- other chemicals,

— Delayed ettringite formation (DEF),

— Physical attack, arising from e.g.:

- abrasion,
- temperature change (including freeze/thaw),
- water penetration,

— Reinforcement corrosion due to carbonation or chlorides ingress,

— Reinforcement corrosion due to chlorides present in the mix,

— Stress corrosion cracking,

— Thaumasite formation.

(3) Table 6.1 defines Exposure Classes X for the most common environmental exposure conditions.

NOTE Guidance for the selection of the exposure classes (e.g. the duration of the exposure, limits for RH in the XC classes or limits for the chloride contents in the XD and XS classes as well as classification of the freeze/thaw climate in the XF classes) can be found in the place of use of the concrete, based on local geographical and climatic conditions, the way of life and levels of protection at national level.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 6.1 — Exposure classes related to environmental conditions

Class	Description of the environment	Informative examples where exposure classes may occur (NDP)
1. No risk of corrosion or attack		
For concrete without reinforcement or embedded metal:		
X0	All exposures except where there is freeze/thaw, abrasion or chemical attack.	Pure concrete members without any reinforcement.
2. Corrosion of embedded metal induced by carbonation		
Where concrete containing steel reinforcement or other embedded metal is exposed to air and moisture, the exposure shall be classified as follows:		
XC1	Dry	Concrete inside buildings with low air humidity, where the corrosion rate will be insignificant.
XC2	Wet or permanent high humidity, rarely dry	Concrete surfaces subject to long-term water contact or permanently submerged in water or permanently exposed to high humidity; many foundations; water containments (not external). NOTE 1 Leaching could also cause corrosion (see (5), XA classes).
XC3	Moderate humidity	Concrete inside buildings with moderate humidity and not permanent high humidity; External concrete sheltered from rain.
XC4	Cyclic wet and dry	Concrete surfaces subject to cyclic water contact (e.g. external concrete not sheltered from rain as walls and facades).
3. Corrosion of embedded metal induced by chlorides		
Where concrete containing steel reinforcement or other embedded metal is subject to contact with water containing chlorides, including de-icing salts, from sources other than from sea water, the exposure shall be classified as follows:		
XD1	Moderate humidity	Concrete surfaces exposed to airborne chlorides.
XD2	Wet, rarely dry	Swimming pools; Concrete components exposed to industrial waters containing chlorides. NOTE 2 If the chloride content of the water is sufficiently low then XD1 applies.
XD3	Cyclic wet and dry	Parts of bridges exposed to water containing chlorides; Concrete roads, pavements and car park slabs in areas where de-icing agents are frequently used.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Class	Description of the environment	Informative examples where exposure classes may occur (NDP)
4. Corrosion of embedded metal induced by chlorides from sea water		
Where concrete containing steel reinforcement or other embedded metal is subject to contact with chlorides from sea water or air carrying salt originating from sea water, the exposure shall be classified as follows:		
XS1	Exposed to airborne salt but not in direct contact with sea water	Structures near to or on the coast.
XS2	Permanently submerged	Parts of marine structures and structures in seawater.
XS3	Tidal, splash and spray zones	Parts of marine structures and structures temporarily or permanently directly over sea water.
5. Freeze/Thaw Attack		
Where concrete is exposed to significant attack by freeze/thaw cycles whilst wet, the exposure shall be classified as follows. A XF-classification is not necessary in cases where freeze/thaw cycles are rare.		
XF1	Moderate water saturation, without de-icing agent	Vertical concrete surfaces exposed to rain and freezing.
XF2	Moderate water saturation, with de-icing agent	Vertical concrete surfaces of road structures exposed to freezing and airborne de-icing agents.
XF3	High water saturation, without de-icing agents	Horizontal concrete surfaces exposed to rain and freezing.
XF4	High water saturation with de-icing agents or sea water	Road and bridge decks exposed to de-icing agents; concrete surfaces exposed to direct spray containing de-icing agents and freezing; splash zone of marine structures exposed to freezing.
6. Chemical attack		
Where concrete is exposed to chemical attack from natural soils and ground water, the exposure shall be classified as follows:		
XA1	Slightly aggressive chemical environment	Natural soils and ground water according to Table 6.2.
XA2	Moderately aggressive chemical environment	Natural soils and ground water according to Table 6.2.
XA3	Highly aggressive chemical environment	Natural soils and ground water according to Table 6.2.
7. Mechanical attack of concrete by abrasion		
Where concrete is exposed to mechanical abrasion, the exposure shall be classified as follows:		
XM1	Moderate abrasion	Members of industrial sites frequented by vehicles with pneumatic tyres.
XM2	Heavy abrasion	Members of industrial sites frequented by fork lifts with pneumatic or solid rubber tyres.
XM3	Extreme abrasion	Members of industrial sites frequented by fork lifts with elastomer or steel tyres or track vehicles.
NOTE 3 A National Annex can give different or additional informative examples in Table 6.1.		

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) In addition to the exposure conditions in Table 6.1, the other particular forms of aggressive or indirect action according to (2) shall be considered.

(5) Classification of the exposure with respect to natural chemical attack from the soil and ground water shall refer to Table 6.2, the validity of which is ensured in the case of natural soil and ground water at water/-soil temperatures between 5 °C and 25 °C and a water velocity sufficiently slow to approximate to static conditions. The most onerous value for any single chemical characteristic determines the class. Where two or more aggressive characteristics lead to the same class, the environment shall be classified into the next higher class, unless a special study for this specific case proves that it is not necessary.

(6) In the case of chemical attack, a special study may be needed to establish the relevant exposure conditions and appropriate protective measures, where there is:

— values outside the limiting values of Table 6.2,

— leaching, e.g. due to long-term contact to (soft) water or other liquids (see also XC2),

— other aggressive chemicals,

— chemically polluted ground or water,

— high water velocity in combination with the chemicals in Table 6.2.

Table 6.2 — Limiting values for exposure classes for chemical attack from natural soil and ground water

Chemical characteristic	Reference test method	XA1	XA2	XA3
Groundwater				
SO_4^{2-} [mg/l]	EN 196-2	≥ 200 and ≤ 600	> 600 and ≤ 3 000	> 3 000 and ≤ 6 000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 and ≥ 5,5	< 5,5 and ≥ 4,5	< 4,5 and ≥ 4,0
CO_2 [mg/l]	EN 13577	≥ 15 and ≤ 40	> 40 and ≤ 100	> 100 up to saturation
NH_4^+ [mg/l]	ISO 7150-1	≥ 15 and ≤ 30	> 30 and ≤ 60	> 60 and ≤ 100
Mg^{2+} [mg/l]	EN ISO 7980	≥ 300 and ≤ 1 000	> 1 000 and ≤ 3 000	> 3 000 up to saturation
Soil				
SO_4^{2-} [mg/kg][a] total	EN 196-2[b]	≥ 2 000 and ≤ 3 000[c]	> 3 000[c] and ≤ 12 000	> 12 000 and ≤ 24 000
Acidity according to Baumann Gully [ml/kg]	EN 16502	> 200	Not encountered in practice	

[a] Clay soils with a permeability below 10^{-5} m/s may be moved into a lower class.

[b] The test method prescribes the extraction of SO_4^{2-} by hydrochloric acid; alternatively, water extraction may be used, if experience is available in the place of use of the concrete.

[c] The 3 000 mg/kg limit shall be reduced to 2 000 mg/kg, where there is a risk of accumulation of sulfate ions in the concrete due to drying and wetting cycles or capillary suction.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

6.4 Exposure resistance classes

(1) Exposure resistance classes ERC should be used to classify concrete with respect to resistance against corrosion induced by carbonation (class XRC) or by chlorides (class XRSD) and damage caused by freeze/thaw attack (XRF). Selection of concrete to resist deterioration and protect against corrosion for all those exposure classes (EC) that are relevant, should be based on the exposure resistance classes given in EN 206.

NOTE 1 As specified in EN 206, complemented by the provisions valid in the place of use, the ERC may be satisfied by compliance with relevant limiting values and/or, for some ERCs, by proving the performance in meeting specification of relevant physical characteristics determined using standardized test methods. In the event EN 206 does not refer to ERC, a National Annex or National Application Document to EN 206 can provide the necessary advice on how to implement ERC rules in a country.

NOTE 2 An informative Annex P provides an alternative approach to design cover for durability without use of Exposure Resistance Classes (ERC) based on EN 1992-1-1:2004. A National Annex can choose between use of ERC according to 6.4 or use of Annex P.

(2) The structural design should be based on a realistic strength class consistent with the required exposure resistance class ERC.

NOTE The composition of the concrete, e.g. the type of binder and the water-binder ratio, affects both the protection of the reinforcement and the resistance of the concrete to attack and may lead to the choice of higher strength classes than required for the structural design.

(3) Adequate durability may be assumed against corrosion caused by carbonation or chloride ingress where cover to reinforcement is selected appropriate to the exposure class, exposure resistance class and the design service life and not less than the minimum cover for durability $c_{\mathrm{min,dur}}$ given in Table 6.3(NDP) and Table 6.4(NDP).

(4) Concrete shall be specified with a maximum permitted chloride content in accordance with the chloride content classes (Cl) in EN 206.

(5) Concrete to resist freeze-thaw attack shall be specified using XRF classes according to EN 206.

(6) Adequate durability against chemical attack may be assumed when concrete with a composition documented to be resistant against the potential deterioration mechanisms for the intended design service life is used. Otherwise additional protective measures should be taken, such as linings or durable/replaceable coating.

NOTE Rules on concrete composition to resist the chemical attacks detailed in Table 6.2 are given in EN 206.

(7) Adequate durability against mechanical attack may be assumed when concrete with a composition documented to be resistant against the potential abrasion for the intended design service life is used. Otherwise additional protective measures should be taken, such as sacrificial layers according to 6.5.2.2(6).

NOTE Rules on concrete composition to resist the mechanical attacks detailed in Table 6.2 may be given in EN 206 or in its national application document.

6.5 Concrete cover

6.5.1 Nominal cover

(1) The nominal cover shall be specified on the execution specification. It is defined as a minimum cover, c_{min} (see 6.5.2), plus an allowance in design for deviation, Δc_{dev} (see 6.5.3):

$$c_{\mathrm{nom}} = c_{\mathrm{min}} + \Delta c_{\mathrm{dev}} \tag{6.1}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Sufficient concrete cover shall be provided in order to ensure:

— the safe transmission of bond forces,

— the protection of the steel against corrosion (durability),

— an adequate fire resistance (see prEN 1992-1-2, where axis distance is used).

(3) For bored piles and for diaphragm walls the nominal cover values for durability and bond of this Eurocode apply. The cover values according EN 1536 and EN 1538 considering the type and deviations of execution should be checked additionally. The largest value according to this Eurocode and EN 1536 or EN 1538 applies.

6.5.2 Minimum cover

6.5.2.1 General

(1) The value for $c_{\min}$ shall satisfy the requirements for both bond and durability:

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,\mathrm{dur}} - \Delta c_{\mathrm{dur,red}} + \Delta c_{\mathrm{dur,abr}};\ c_{\min,\mathrm{b}};\ 10\ \mathrm{mm}\} \tag{6.2}$$

where

$c_{\min,\mathrm{dur}}$ minimum cover required for environmental conditions, see 6.5.2.2;

$\Delta c_{\mathrm{dur,red}}$ eduction of minimum cover for use of additional concrete protection or use of special measures for protection of reinforcing steel, see 6.5.2.2(5) and 6.5.2.2(10)

$\Delta c_{\mathrm{dur,abr}}$ additional minimum cover for abrasion, see 6.5.2.2(6);

$c_{\min,\mathrm{b}}$ minimum cover for bond requirement, see 6.5.2.3.

(2) For concrete cast directly against soil surface, the minimum cover should be increased by $\Delta c_{\min}$ considering the increased uncertainty and variability of concrete and the reduced compaction against soil.

NOTE Unless a National Annex gives other values the following values can be used:

$\Delta c_{\min} = +5$ mm for casting against a lateral soil surface, $\Delta c_{\min} = 0$ mm for a horizontal soil ground surface.

(3) Minimum cover to post-installed reinforcing bars with respect to the transfer of bond forces and durability is given in 6.5.2 and with respect to drilling and installation in 11.4.8(3).

6.5.2.2 Minimum cover for durability

(1) The minimum concrete covers $c_{\min,\mathrm{dur}}$ dependent on design service life, exposure class and exposure resistance class (ERC) are given in Table 6.3(NDP) and Table 6.4(NDP).

NOTE 1 The recommended minimum covers apply unless a National Annex gives other values.

NOTE 2 Additional and intermediate or a selection of exposure resistance classes can be applied according to a National Annex with correspondingly adjusted minimum cover for durability, provided they are based on the same methodology and give protection against deterioration consistent with that inherent in Table 6.3(NDP) and Table (6.4(NDP).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 6.3(NDP) — Minimum concrete cover $c_{min,dur}$ for carbon steel — Carbonation

ERC	Exposure class (carbonation)							
	XC1		XC2		XC3		XC4	
	Design service life (years)							
	50	100	50	100	50	100	50	100
XRC 0,5	**10**	10	**10**	10	**10**	10	**10**	10
XRC 1	**10**	10	**10**	10	**10**	15	**10**	15
XRC 2	**10**	15	**10**	15	**15**	25	**15**	25
XRC 3	**10**	15	**15**	20	**20**	30	**20**	30
XRC 4	**10**	20	**15**	25	**25**	35	**25**	40
XRC 5	**15**	25	**20**	30	**25**	45	**30**	45
XRC 6	**15**	25	**25**	35	**35**	55	**40**	55
XRC 7	**15**	30	**25**	40	**40**	60	**45**	60

NOTE 1 The designation of XRC classes for resistance against corrosion induced by carbonation is derived from the carbonation depth [mm] (characteristic value 90 % fractile) assumed to be obtained after 50 years under reference conditions (400 ppm CO_2 in a constant 65 %-*RH* environment and at 20 °C). XRC has the dimension of a carbonation rate [mm/$\sqrt{}$(years)].

NOTE 2 The recommended minimum concrete cover values $c_{min,dur}$ assume execution and curing according to EN 13670 with at least Execution Class 2 and Curing Class 2.

NOTE 3 The minimum covers can be increased by an additional safety element $\Delta c_{dur,\gamma}$ considering special requirements (e.g. more extreme environmental conditions).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 6.4(NDP) — Minimum concrete cover $c_{min,dur}$ for carbon steel — Chlorides

ERC	Exposure class (chlorides)											
	XS1		XS2		XS3		XD1		XD2		XD3	
	Design service life (years)						Design service life (years)					
	50	100	50	100	50	100	50	100	50	100	50	100
XRDS 0,5	**20**	20	**20**	30	**30**	40	**20**	20	**20**	30	**30**	40
XRDS 1	**20**	25	**25**	35	**35**	45	**20**	25	**25**	35	**35**	45
XRDS 1,5	**25**	30	**30**	40	**40**	50	**25**	30	**30**	40	**40**	50
XRDS 2	**25**	30	**35**	45	**45**	55	**25**	30	**35**	45	**45**	55
XRDS 3	**30**	35	**40**	50	**55**	65	**30**	35	**40**	50	**55**	65
XRDS 4	**30**	40	**50**	60	**60**	80	**30**	40	**50**	60	**60**	80
XRDS 5	**35**	45	**60**	70	**70**	—	**35**	45	**60**	70	**70**	—
XRDS 6	**40**	50	**65**	80	—	—	**40**	50	**65**	80	—	—
XRDS 8	**45**	55	**75**	—	—	—	**45**	55	**75**	—	—	—
XRDS 10	**50**	65	**80**	—	—	—	**50**	65	**80**	—	—	—

NOTE 1 The designation of XRDS classes for resistance against corrosion induced by chloride ingress is derived from the depth of chlorides penetration [mm] (characteristic value 90 % fractile), corres-ponding to a reference chlorides concentration (0,6 % by mass of bindercement + type II additions), assumed to be obtained after 50 years on a concrete exposed to one-sided penetration of reference seawater (30 g/l NaCl) at 20 °C. XRDS has the dimension of a diffusion coefficient [10^{-13} m^2/s].

NOTE 2 The recommended minimum concrete cover values $c_{min,dur}$ assume execution and curing according to EN 13670 with at least Execution Class 2 and Curing Class 2.

NOTE 3 The minimum covers can be increased by an additional safety element $\Delta c_{dur,\gamma}$ considering special requirements (e. g. more extreme environmental conditions).

(2) For temporary structures or for structures with a design service life of 30 years or less, $c_{min,dur}$ for a design service life of 50 years according to Table 6.3(NDP) and Table 6.4(NDP) may be reduced by $-\Delta c_{min,30}$.

NOTE The reduction of the cover is $-\Delta c_{min,30} \leq 5$ mm unless a National Annex gives a different value.

(3) The values of $c_{min,dur}$ given in Table 6.3(NDP) and Table 6.4(NDP) may be reduced $-\Delta c_{min,exc}$ under the following conditions:

(i) superior compaction of concrete can be ensured by geometrical characteristics, placement and curing (e.g. members with slab geometry with positions of reinforcement not affected by construction process);

(ii) or curing complies with at least curing Class 3 of EN 13670.

NOTE The reduction of the cover is $-\Delta c_{min,exc} \leq 5$ mm unless a National Annex gives a different value.

(4) For prestressing tendons, pre- or post-tensioned, the cover values in Table 6.3(NDP) and Table 6.4(NDP) should be increased by +10 mm, except where the internal bonded post-tensioning systems are provided with protection level 2 or 3 according to 5.4.1, and internal unbonded prestressing tendons are encased in corrosion resistant sheaths.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) Where the concrete is provided with an additional protection (e.g. surface coating) the minimum cover may be reduced by $\Delta c_{\mathrm{dur,red}}$. The value to be used shall be established based on experience or testing in line with provisions valid in the project.

NOTE The reduction of the cover is $\Delta c_{\mathrm{dur,red}} \leq 10$ mm, unless a National Annex gives a different value.

(6) For concrete abrasion according to XM classes according to Table 6.1, special attention should be given on the requirements to concrete mixes in EN 206. Optionally concrete abrasion may be allowed for by increasing the concrete cover (sacrificial layer) with $\Delta c_{\mathrm{dur,abr}}$.

NOTE The following values of $\Delta c_{\mathrm{dur,abr}}$ as optional sacrificial layer apply, unless a National Annex gives different values:

— for XM1: $\Delta c_{\mathrm{dur,abr}} = +5$ mm,

— for XM2: $\Delta c_{\mathrm{dur,abr}} = +10$ mm,

— for XM3: $\Delta c_{\mathrm{dur,abr}} = +15$ mm.

(7) For concrete surfaces subjected to abrasion from moving objects like vehicles and wheels and not protected by asphalt, the selection of XM class and optionally increase of concrete cover for abrasion should be considered based on an assessment taking account of factors such as annual daily traffic load, type of traffic, use of studded tyres as well as the concrete composition.

NOTE Provisions for assessment of abrasion valid in a country can be given in a National Annex.

(8) Where in-situ concrete is placed against other concrete elements (precast or in-situ) the minimum concrete cover of the reinforcement to the interface may be reduced to a value corresponding to the requirement for bond provided that:

— the concrete strength is at least $f_{\mathrm{ck}} \geq 25$ MPa,

— the interface is rough see 8.2.6(6).

(9) Where concrete is exposed to freeze/thaw attack or chemical attack (classes XF and XA) in addition to classes XC, XD or XS, cover in accordance with Table 6.3(NDP), Table 6.4(NDP) and Table 6.5(NDP) may be considered sufficient.

(10) Where special measures according to 6.2(3) are taken, the minimum cover may be reduced by $\Delta c_{\mathrm{dur,red}}$. The value to be used shall be established based on experience or testing in line with provisions valid in the project.

NOTE The reduction of the cover $\Delta c_{\mathrm{dur,red}}$ is given in a National Annex.

6.5.2.3 Minimum cover for bond

(1) In order to transmit bond forces safely and to ensure adequate compaction of the concrete, the minimum cover should not be less than $c_{\mathrm{min,b}}$ given in Tables 6.5 and 6.6.

NOTE 1 The minimum concrete cover values $c_{\mathrm{min,b}}$ assume execution and curing according to EN 13670 with at least Execution Class 2 and Curing Class 2.

NOTE 2 For minimum concrete cover values $c_{\mathrm{min,b}}$ of pre-tensioning tendons see 13.5.1, Table 13.1.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 6.5 — Minimum cover $c_{min,b}$ for reinforcing steel

Steel type	$c_{min,b}$[a]
Separated bars	Diameter of bar
Bundled bars	Equivalent diameter ϕ_b (see 11.4.3)

[a] Where the specified maximum aggregate size D_{upper} is > 32 mm, the minimum cover $c_{min,b}$ should be increased by 5 mm.

Table 6.6 — Minimum cover $c_{min,b}$ for post-tensioning ducts

Duct type	$c_{min,b}$	
	with transverse reinforcement[a]	without transverse reinforcement[a]
circular duct	$0{,}5\phi_{duct} \leq 80$ mm	$1{,}0\phi_{duct} \leq 80$ mm
rectangular duct	$\geq \max\{a; b/3\}$[b] ≤ 80 mm	$\geq \max\{a; b/2\}$[b] ≤ 80 mm

[a] in cover
[b] where $a \leq b$

6.5.3 Allowance in design for deviation

(1) To calculate the nominal cover c_{nom}, an addition to the minimum cover c_{min} shall be made in design to allow for the deviation Δc_{dev} which shall be taken as the absolute value of the accepted negative deviation specified in the execution specification, e.g. given on the construction drawings (see EN 13670). Values for Δc_{dev} are given in Table 6.7(NDP).

NOTE Cases and values of Table 6.7(NDP) apply, unless a National Annex gives different cases and values.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 6.7(NDP) — Allowance for deviation Δc_{dev}

	Case	Δc_{dev}
1	In general: for execution in Tolerance class 1 according to EN 13670	10 mm
2	For execution in Tolerance class 2 according to EN 13670	5 mm
3	Where fabrication is subjected to a quality assurance system, in which the systematic monitoring includes measurements of the cover	5 mm
4	Where it can be assured that an accurate measurement device is used for systematic monitoring and non conforming members are rejected (e.g. precast elements)	0 mm
5	For concrete members in exposure class XC1, where the risk of corrosion is insignificant	5 mm
6	For concrete cast against surfaces with exposed aggregate (e.g. interfaces)	5 mm
7	For concrete cast against unevenness due to formwork or excavation sheeting (e.g. ribbed finishes or architectural textures)	10 mm + dimension of unevenness
8	Concrete cast against prepared ground (including uneven blinding layer)[a]	40 mm[a]
9	Concrete cast directly against unprepared soil[a]	75 mm[a]
10	Post-installed reinforcing bars	5 mm or according to project specification

[a] These allowances for deviation Δc_{dev} apply for the nominal cover according to this Eurocode also for bored piles and for diaphragm walls unless a National Annex gives other special values.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

7 Structural analysis

7.1 General

NOTE In Clause 7, compressive normal forces are considered with positive value.

(1) The purpose of structural analysis is to establish the distribution of either internal forces, or stresses, strains and displacements, over the whole or part of a structure.

(2) Analyses shall be carried out using idealisations of both the structure and its geometry (see 7.2) and the behaviour of the structure (see 7.3). The idealisations selected shall be appropriate to the problem being considered.

(3) The effect of the geometry and properties of the structure on its behaviour at each stage of construction shall be considered in the design.

(4) Common idealisations in behaviour of the structure used for analysis are:

— linear elastic behaviour (see 7.3.1),

— linear elastic behaviour with limited redistribution (see 7.3.2),

— plastic behaviour (see 7.3.3), including strut and tie models and stress field models (see 7.3.3.4),

— non-linear behaviour (see 7.3.4).

(5) Imperfections and second order effects shall be considered where they are significant (see 7.4).

(6) Structural analysis shall be performed consistently with the design. A specific stiffness (e.g. torsional) or restraint at supports (e.g. moment) may be reduced or neglected in the analysis for both ultimate and serviceability limit states if the member is designed consistently with these assumptions and the minimum reinforcement provisions for crack control and robustness are fulfilled.

(7) Local analyses may be necessary where the assumption that plane sections remain plane (linear strain distribution) is not valid.

NOTE Examples of such cases are:

— in the vicinity of supports,

— in the vicinity of concentrated loads,

— in beam-column intersections,

— in anchorage zones,

— at changes in cross section.

7.2 Structural modelling for analysis

7.2.1 Geometric imperfections

7.2.1.1 General

(1) The unfavourable effects of possible deviations in the geometry of the structure and the position of loads shall be considered in the analysis of members and structures.

(2) Deviations in cross section dimensions comply with tolerance class 1 of EN 13670 are considered in the partial factors for materials and generally may be neglected in structural analysis.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Maximum deviations from theoretical geometry may be specified by the relevant authority or agreed for a specific project by the relevant parties. Where project specific execution specifications define stricter maximum deviations (e.g. when carrying out the assessment of an existing structure) as described in 7.2.1.2(1), the effect of imperfections should be based on these maximum deviations multiplied by 1,2.

(4) For members with an axial load, other than internal prestressing, imperfections and their effects shall be considered in ultimate limit states to determine the first order effects where relevant.

(5) Imperfections may be neglected for serviceability limit state.

7.2.1.2 Representation of imperfections

(1) The following provisions apply for members and structures with an axial load and execution deviations according to EN 13670. If project-specific execution specifications for maximum deviations apply, these provisions should be modified in accordance with 7.2.1.1(3).

(2) Imperfections may be represented by an inclination θ_i (see Figure 7.1), given by Formula (7.1):

$$\theta_i = \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \frac{1}{200} \tag{7.1}$$

where

α_h is the reduction coefficient for length or height:

$$0{,}4 \le \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \le 1{,}0; \tag{7.2}$$

α_m is the reduction coefficient for the number of members:

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1 + \frac{1}{m}\right)}; \tag{7.3}$$

l is the length or height [m], see (3);

m is the number of load bearing members in one section that bear a significant part of the vertical load and that, due to their inclination, contribute to the effect considered.

(3) In Formula (7.2) and (7.3), the values of l and m should be taken as follows, depending on the effect considered (see also Figure 7.1):

— effect on isolated member: l = actual length of member, m =1;

— effect on bracing system: l = height of the structure, m = number of vertical members between two adjacent levels contributing to the horizontal force on the bracing system;

— effect on intermediate or end diaphragms distributing the horizontal loads: l = storey height, m = number of vertical braced elements between tow adjacent levels contributing to the total horizontal force on the section.

(4) Alternatively (e.g. arches), the imperfection of the structural geometry may be determined from the governing buckling mode. Each mode shape may be idealized by a sinusoidal profile. The amplitude should be taken as $a_i = \theta_i \cdot l_{aw}/2$, where l_{aw} is half of the wavelength.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) For isolated members, the effect of imperfections may be taken into account in two alternative ways:

a) For statically determined members, as an eccentricity e_i given by

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} \tag{7.4}$$

where l_0 is the effective length.

For walls and isolated columns in braced systems, $e_i = l_0/400$ may always be used as a simplification, corresponding to $\alpha_h = 1{,}0$.

b) For both statically determinate and indeterminate members as a fictitious transverse force $F_{H,i}$ in the position that gives maximum moment:

for unbraced members (see Figure 7.1 a1)):

$$F_{H,i} = \theta_i \cdot F_{V,i} \tag{7.5}$$

for braced members (see Figure 7.1 a2)):

$$F_{H,i} = 2 \cdot \theta_i \cdot F_{V,i} \tag{7.6}$$

where F_V is the vertical load.

For walls and isolated columns in braced systems $\theta_i = 1/200$ may always be used as a simplification, corresponding to $\alpha_h = 1$.

The force $F_{H,i}$ may be substituted by some other equivalent transverse action. Since the force $F_{H,i}$ is fictitious, it should not be added to the forces transmitted by the isolated member to other members of the structure.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a1) unbraced a2) braced

a) Isolated members with eccentric axial force or lateral force

b) Bracing system
(m_1 = 3 i.e. 2 columns plus 1 bracing wall)

c1) Intermediate diaphragm
(m_2 = number of columns in section; l = height between diaphragms)

c2) Top diaphragm
(m_2 = number of columns in section; l = height between diaphragms)

Key

m_1 3 i.e. 2 columns plus 1 bracing wall

m_2 number of columns in section

l height between diaphragms

Figure 7.1 — Examples of the effect of geometric imperfections

(6) For structures, the effect of the inclination θ_i may be represented by the fictitious transverse forces, indicated in Formulae (7.7), (7.8) and (7.9), to be included in the analysis together with other actions. Equal and opposite forces should be applied at the level of foundations so that no reactions are transmitted to the foundations due to these fictitious forces.

Effect on bracing system (see Figure 7.1 b)):

$$F_{H,i} = \theta_i \cdot (N_b - N_a) \tag{7.7}$$

The overall effect of geometrical imperfections may be addressed by designing the structure to take account of equivalent horizontal loads acting at the centroid of the individual intermediate diaphragms. In this case, the load is determined according to Formula (7.7) by replacing $(N_b - N_a)$ with the total vertical load acting on the actual intermediate diaphragm.

Effect on intermediate diaphragm (see Figure 7.1, c1)):

$$F_{H,i} = \theta_i \cdot (N_b + N_a)/2 \tag{7.8}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Effect on top diaphragm (see Figure 7.1, c2)):

$$F_{\mathrm{H,i}} = \theta_{\mathrm{i}} \cdot N_{\mathrm{a}} \tag{7.9}$$

where N_{a} and N_{b} are axial forces contributing to $F_{\mathrm{H,i}}$.

In the determination of the first order internal forces due to the combination of actions in the persistent and transient or the accidental design situation the horizontal forces $F_{\mathrm{H,i}}$ should be considered in the same load case as the corresponding axial force N.

7.2.2 Idealisation of the structure

(1) The structure should be idealized with suitable models considering static and geometrical boundary conditions as well as the transfer of support reactions.

(2) Significant asymmetry in geometry or loading should be considered either by a 3D-model or by adjusted planar models.

(3) Interaction of soil and structure should be considered appropriately and consistently with 4.2.1.4. Non-linear behaviour in the soil-structure interaction should be considered.

(4) Ribbed or waffle or void enclosing slabs may be treated as solid members for the purposes of analysis, provided that the flange or structural topping and transverse ribs have sufficient torsional stiffness. This may be assumed provided that:

— the rib spacing does not exceed 1 500 mm,

— the depth of the rib below the flange does not exceed 4 times its width, or the space between voids,

— transverse ribs are provided at a clear spacing not exceeding 10 times the overall depth of the slab. This applies also to the biggest horizontal void dimension, and

— the flange thickness is at least 1/10 of the clear distance between ribs, the smallest horizontal void dimension or 50 mm, whichever is the greater. The minimum flange thickness of 50 mm may be reduced to 40 mm where permanent blocks are incorporated between the ribs.

(5) Where a beam or slab is monolithic with its supports, the critical design moment at the support may be taken as that at the face of the support. The design moment and reaction transferred to the supporting element (e.g. column, wall, etc.) should be generally taken as the greater of the elastic or redistributed values.

7.2.3 Geometric data

(1) The effect of non-uniform stress distribution across wide flanges in T-beams should be considered at ULS where brittle behaviour may be expected and at SLS where relevant (stress limitations, deflections).

(2) In the absence of a more detailed analysis, the effective width of the flange may be calculated based on the distance $l_{0\mathrm{b}}$ between points of zero moment. The length $l_{0\mathrm{b}}$ may be obtained from Figure 7.2 if all of the following conditions are fulfilled:

— loading is predominantly uniform,

— the cross section is constant,

— the length of the cantilever, l_3, is less than half the adjacent span and

— the ratio of adjacent spans lies between 2/3 and 1,5.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Figure 7.2 — Definition of l_{0b} for calculation of effective flange width

(3) In the absence of a more detailed analysis, the effective flange width b_{eff} for a T beam or L beam may be derived as:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \tag{7.10}$$

where

$$b_{eff,i} = \min\{0,2b_i + 0,1l_{0b};\ 0,2l_{0b};\ b_i\} \tag{7.11}$$

(for the notations see Figures 7.2 and 7.3)

Figure 7.3 — Effective flange width parameters

(4) For structural analysis, where a great accuracy is not required, a constant width of the effective flange may be assumed over the whole span. In this case, the value applicable to the span section should be adopted.

(5) The span of a beam or slab should be the distance between centrelines of supporting members or bearings, in general. Reductions of this length may be permitted accounting for the support dimensions if the resulting eccentricities are accounted for in the design of supporting elements. Generally, the support reaction may be assumed to be distributed in a length equal to the minimum of the support width or the beam or slab height. For elastomeric bearings the stress should be assumed to be evenly distributed over the whole area of the support.

(6) Continuous beams and one-way slabs may be analysed assuming that the supports provide no rotational restraint.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(7) Where a supporting member is modelled as line or point support, the peak bending moment at the line or point support may be reduced based on the assumed distribution of the support reaction. For a uniformly distributed support reaction, the peak moment, may be reduced by an amount ΔM_{Ed} as follows:

$$\Delta M_{\mathrm{Ed}} = \frac{F_{\mathrm{Ed,sup}} \cdot t}{8} \tag{7.12}$$

where

$F_{\mathrm{Ed,sup}}$ is the design support reaction due to the loads applied on the beam or the slab;

t is the width of the supporting member or of the bearing.

7.3 Methods of analysis

7.3.1 Linear elastic analysis

(1) Linear analysis of structures and members based on the theory of elasticity may be used for the calculation of internal forces in both serviceability and ultimate limit states.

(2) Except when specified otherwise as e.g. in (3), (4) and (5), and for structures designed for earthquake resistance, linear elastic analysis may be carried out for the determination of the action effects assuming:

i) uncracked cross sections,

ii) linear stress-strain relationships,

iii) a mean value of the modulus of elasticity.

(3) A reduced stiffness may be considered in the analysis in member regions where cracking is expected under the relevant load combination. The assumed reduction of stiffness should be consistent with the amount of reinforcement provided in these regions. In case of continuous structures with prestressed and non-prestressed sections, the difference in stiffness between the prestressed and the non-prestressed areas should be considered in SLS.

(4) For the determination of the effect of imposed deformations at the serviceability limit state (SLS), cracking should be considered.

(5) When the effect of imposed deformations has to be considered at the ultimate limit state (ULS) (see 4.2.1.3 (2)), a reduced stiffness due to cracking and creep and non-linear material behaviour may be assumed.

(6) Forces or stresses due to differential settlements or shrinkage obtained by linear elastic analysis should be reduced to E_{t}, to account for creep relaxation:

$$E_{\mathrm{t}} = \frac{E_{t=0}}{1 + \chi\varphi(t,t_0)} \tag{7.13}$$

where

E_{t} is the internal force or stress at time t;

$E_{t=0}$ is the internal force or stress at the end of construction with no consideration for creep;

χ is the aging coefficient which may be taken equal to 0,8 for long term calculations;

φ is the creep coefficient;

t is the age of concrete when stresses are being evaluated;

t_0 is the age of concrete when the settlement occurred or when curing ended, as appropriate.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(7) Creep redistribution of internal forces or stresses due to a change in the support conditions may be accounted for by Formula (7.14):

$$E_{\mathrm{t}} = E_{t=0} + (E_{\mathrm{wc}} - E_{t=0})\frac{\varphi(t,t_0) - \varphi(t_{\mathrm{c}},t_0)}{1 + \chi\varphi(t,t_{\mathrm{c}})} \tag{7.14}$$

where

E_{t} and $E_{t=0}$ see (5);

E_{wc} is the internal force or stress assuming the structure was built without changes in the support conditions;

t_0 is the age of concrete when the loads producing the force or stress considered are applied;

t_{c} is the age of concrete when support conditions change.

7.3.2 Linear elastic analysis with redistribution

(1) Limited redistribution is allowed for braced slender structures. When redistribution of moments is applied its effects shall be considered on all aspects of design. The resulting distribution of internal forces after redistribution shall remain in equilibrium with the applied loads.

(2) Linear analysis with limited redistribution without explicit check on the rotation capacity may be applied to the analysis of structural members for the verification of ULS provided that the following conditions are fulfilled:

— all members are predominantly subjected to flexure (second order effects are negligible),

— in case of continuous beams or slabs, the ratio of lengths of adjacent spans is in the range of 0,5 to 2,0,

— the ratio δ_{M} of the moment after redistribution to the elastic bending moment complies with the value given by Formula (7.15):

$$\delta_{\mathrm{M}} \geq \frac{1}{1 + 0{,}7\varepsilon_{\mathrm{cu}} \cdot E_{\mathrm{s}}/f_{\mathrm{yd}}} + \frac{x_{\mathrm{u}}}{d} \tag{7.15}$$

$\geq$ 0,7 where Class B or Class C reinforcement is used (see Table 5.5);

$\geq$ 0,8 where Class A reinforcement is used (see Table 5.5).

In case of prestressed members, f_{yd} in Formula (7.15) shall be replaced by:

$$f = \frac{(f_{\mathrm{pd}} - \sigma_{\mathrm{pm},\infty})A_{\mathrm{p}} + f_{\mathrm{yd}}A_{\mathrm{s}}}{A_{\mathrm{p}} + A_{\mathrm{s}}} \tag{7.16}$$

where

$\sigma_{\mathrm{pm},\infty}$ is the long-term stress level in prestressing tendons at the state of zero (elastic) strain of the concrete at the same level.

All values refer to the section of the redistributed moment.

(3) The arrangement of reinforcement in flat slabs should reflect the behaviour under service conditions, normally leading to a concentration of reinforcement over the columns. The requirements for maximum spacing of flexural reinforcement for solid slabs in 12.3.1 apply.

(4) Linear analysis with redistribution with an explicit check on the rotation capacity may be applied for the verification of ULS provided that the rotation demand θ_{Ed} for the section with the plastic moment resistance is smaller than or equal to the rotation capacity θ_{Rd} of the section considered.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

The rotation demand follows from the integral of the curvatures where cracking of concrete should be considered and the tensile strength and tension stiffening may be considered.

The rotation capacity may be derived from Formula (7.17).

$$\theta_{\mathrm{Rd}} = \left(\left(k_{\mathrm{y}} \cdot k_{\mathrm{l,pl}} \cdot l_{\mathrm{cf}} + 2k_{\mathrm{d}} \cdot d \right) \cdot \left[\left(\frac{1}{r} \right)_{\mathrm{u,m}} - \frac{TS_{\mathrm{My}} \cdot \varepsilon_{\mathrm{yd}}}{(d-x)} \right] \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{\theta}} \geq 0 \tag{7.17}$$

where

$$k_{\mathrm{l,pl}} = \frac{1}{2} - \frac{\left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{x}{d}\right)}{2 \cdot \left(1 - 0{,}4 \cdot \frac{x_{\mathrm{u}}}{d}\right)} \cdot \frac{f_{\mathrm{yd}}}{f_{\mathrm{s,ef}}} \tag{7.18}$$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{\mathrm{u,m}} = TS_{\mathrm{Mu}} \cdot \min \left\{ \frac{\varepsilon_{\mathrm{ud}}}{(d - x_{\mathrm{u}})}; \frac{\alpha_{\varepsilon} \cdot \varepsilon_{\mathrm{cu}}}{x_{\mathrm{u}}} \right\} \tag{7.19}$$

$$TS_{\mathrm{Mu}} = 1 - \frac{1}{2\alpha} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{\mathrm{yd}}}{\varepsilon_{\mathrm{ud,ef}}} \right) \text{ when } \alpha \geq 1 \tag{7.20}$$

$$TS_{\mathrm{Mu}} = \frac{\alpha}{2} \cdot \varepsilon_{\mathrm{ud,ef}} + \varepsilon_{yd} \left(1 - \frac{\alpha}{2} + \left(\frac{f_{\mathrm{s,ef}}}{f_{\mathrm{yd}}} - 1 \right) \cdot \left(2 - \frac{1}{\alpha} - \alpha \right) \right) \text{ when } \alpha < 1 \tag{7.21}$$

$$TS_{\mathrm{My}} = 1 - 0{,}6 \left[\frac{M_{\mathrm{cr}}}{M_{\mathrm{y}}} \right] \geq 0{,}4 \tag{7.22}$$

$$\alpha = \frac{\left(f_{\mathrm{s,ef}} - f_{yd} \right) \cdot A_s}{\pi \cdot \phi \cdot \frac{s_{\mathrm{m}}}{2} \cdot 0{,}3 \cdot f_{\mathrm{cm}}^{\frac{2}{3}}} \tag{7.23}$$

where

l_{cf} is the distance between the two adjacent points of contraflexure;

$f_{\mathrm{s,ef}}$ Is the tensile stress in the reinforcement when M_{Rd} is found, assuming a stress-strain-relation for the rebar, see Figure 5.2, with a second ascending branch;

$\varepsilon_{\mathrm{ud,ef}}$ is the strain in the reinforcement with a stress equal to $f_{\mathrm{s,ef}}$;

M_{y} is the internal moment when the strain in the tension reinforcement equals $\varepsilon_{\mathrm{yd}}$

k_{y} = 1

k_{d} = 1

α_{ε} = 1

γ_{θ} is a safety factor for model uncertainty.

NOTE The value of γ_{θ} = 3,0 applies unless the National Annex gives a different value.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

7.3.3 Plastic analysis

7.3.3.1 General

(1) Methods based on plastic analysis may be used for the check at ULS only, except for analysis with stress fields and strut and tie models (see 7.3.3.4) which may also be used in SLS in certain conditions (see 9.2.4(7)).

(2) Plastic analysis should in general be based on the lower bound theorem of limit analysis. Plastic methods based on the upper bound theorem of limit analysis may be used, if it is known by experience that the type of assumed mechanisms can develop.

(3) The plastic deformation capacity of the critical sections shall be sufficient for the envisaged mechanism to be formed.

(4) The effects of previous applications of loading may be ignored, and a monotonic increase of the intensity of actions may be assumed.

(5) Plastic analysis shall only be used for reinforcement steel in Class B or C. Prestressing steel may be considered as Class B steel.

(6) For plastic analysis the horizontal branch of the stress-strain diagram for the reinforcement (see Figures 5.2 and 5.3) shall be used when determining the sectional capacity of the cross sections.

7.3.3.2 Analysis for beams, frames and slabs without verification of rotation capacity

(1) Plastic analysis without any direct check of rotation capacity may be used for the ultimate limit state if all the following conditions are fulfilled:

i) the area of tensile reinforcement is limited such that, at any section where plastic hinges are expected to occur $x_u/d \leq 0{,}25$;

ii) the ratio of the moments at intermediate supports to the moments in the span is between 0,5 and 2,0.

7.3.3.3 Analysis with stress fields and strut-and-tie models

(1) Stress fields and strut-and-tie models may be used to determine the action effects in structures and members. This includes deep beams, walls and zones of discontinuities.

(2) Internal forces in struts and ties may be calculated based on linear elastic analysis, non-linear analysis or plastic analysis.

7.3.4 Non-linear analysis

(1) Where non-linear methods of analysis are used for verification of ULS or SLS, equilibrium and compatibility shall be satisfied and realistic non-linear behaviour of materials should be considered.

(2) The general rules for non-linear analysis procedures given in prEN 1990.

If non-linear methods of analysis are used for verification by numerical simulations, the specific provisions given in Annex F shall be followed.

(3) The constitutive material models for concrete, reinforcement and their interaction should capture all relevant features of material behaviour for the specific problem to be considered. Time-dependent material properties of concrete (such as shrinkage and creep), should be considered if necessary.

(4) Non-linear material models and numerical procedures should be validated for each field of application by tests, analytical solutions and/or benchmark test results, including basic tests on materials, structural reference tests and mesh sensitivity studies.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) If material characteristics, such as tensile strength or fracture energy of concrete, have an important influence on the results, a sensitivity analysis of the structural behaviour with respect to such characteristics should be performed.

(6) When analysis and verification are combined, the resistance against bending and axial forces of reinforced or prestressed concrete cross sections shall not depend on the tensile strength of concrete.

(7) A proper description of multi-axial states of stress in concrete should be considered, particularly when tension and compression are combined in the same finite element response.

(8) Modelling of cracking should consider the direction of the reinforcement able to control the crack opening.

7.4 Second order structural analysis of members and systems with axial force

7.4.1 General

(1) The provisions of 7.4 should be applied to members (e.g. columns, walls, piles, arches and shells) or structures (e.g. those with a flexible bracing system) in which the structural behaviour is significantly influenced by second order effects.

(2) Where second order effects are considered, equilibrium and resistance shall be verified in the deformed state. Deformations shall be calculated considering the relevant effects of cracking, non-linear material properties and creep.

(3) Second order effects may be ignored if they are not more than 10 % of the corresponding first order effects.

For global second order effects this condition may be considered satisfied if Formula (7.24) is satisfied:

$$\frac{F_{\mathrm{VB}}}{F_{\mathrm{VEd}}} \geq 10 \tag{7.24}$$

where

F_{VEd} is the total design vertical load on the bracing structure and the members braced by it;

F_{VB} is the buckling load of the bracing structure determined from a set of forces proportional to F_{VEd}.

NOTE F_{VB} can be determined according to Formula (O.1). For local second order effects (isolated members), simplified criteria are given in O.4.

(4) The design moment for ultimate limit state verification shall be the larger of the first order moment and the total design moment including second order effects.

(5) Where relevant, analysis shall include the effect of flexibility of adjacent members and foundations (soil-structure interaction).

(6) The structural behaviour shall be considered in the direction in which deformations can occur, and biaxial bending shall be considered when necessary.

7.4.2 Creep

(1) The effect of creep shall be considered in second order analysis, with due regard to both the general conditions for creep (see 5.1.5 and B.5) and the duration of different loads in the load combination considered.

(2) The duration of loads may be considered in a simplified way by means of an effective creep coefficient, which, used together with the design load, gives a creep deformation corresponding to the

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

quasi-permanent load. For global second order effects, $\varphi_{\text{eff,s}}$ may be taken from Formula (7.25). For isolated members and local second order effects, $\varphi_{\text{eff,b}}$ may be taken from Formula (7.26).

$$\varphi_{\text{eff,s}} = \varphi(\infty, t_0)\frac{\delta_{0\text{Eqp}}}{\delta_{Ed}} \tag{7.25}$$

$$\varphi_{\text{eff,b}} = \varphi(\infty, t_0)\frac{M_{0\text{Eqp}}}{M_{0\text{Ed}}} \tag{7.26}$$

where

$\varphi(\infty,t_0)$ is the final creep coefficient according to Table 5.2 or B.5;

$\delta_{0\text{Eqp}}$ is the maximum short-term horizontal deflection due to the quasi permanent load combination determined assuming uncracked cross sections;

δ_{Ed} is the maximum short-term horizontal deflection due to the relevant load combinations from a first order analysis determined assuming uncracked cross sections. At least two combinations should be considered: the one corresponding to the combination with dominant horizontal load and the one corresponding to the combination with dominant vertical imposed load, the largest resulting value of $\varphi_{\text{ef,b}}$ should be used;

$M_{0\text{Eqp}}$ is the maximum first order moment due to the quasi-permanent load combination including the effect of the imperfections as described in 7.2.1;

$M_{0\text{Ed}}$ is the maximum first order moment due to the relevant load combination.

(3) As an approximation the ratio between the moments ($M_{0\text{Eqp}}/M_{0\text{Ed}}$) may be replaced by the ratio of vertical loads in the quasi permanent and design situations

(4) Where global and local analysis are combined, φ_{eff} should be taken as the maximum of $\varphi_{\text{eff,s}}$ and $\varphi_{\text{eff,b}}$ unless it is demonstrated that local second order effects are not determining, in which case $\varphi_{\text{eff}} = \varphi_{\text{eff,s}}$.

7.4.3 Methods of analysis

7.4.3.1 General

(1) Either one of the following three methods of analysis may be used:

— a simplified method based on nominal curvature, which only accounts for local second order effects (see 7.4.3.2),

— a second order linear elastic analysis method based either on a reduced stiffness values (see 7.4.3.2), or on a moment magnification factor and

— a general, fully non-linear analysis method (see 7.4.3.3).

NOTE An example of a method based on:

— nominal curvature is given in O.7.

— a reduced stiffness value is given in O.8.

— a moment magnification factor is given in O.6.2.

7.4.3.2 Simplified methods based on nominal curvature and second order linear analysis

(1) The methods based on the nominal curvature and on second order linear elastic analysis should use an effective stiffness. This stiffness may conservatively be taken as the stiffness corresponding to the situation where yielding occurs (see Figure 7.4a)). For global effects, when yielding takes place successively at different locations, the stiffness corresponding to the situation for which the last plastic

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

hinge develops may be conservatively used (see Figure 7.4b)). Other less conservative estimates may also be used where justified.

a) local effects b) global effects

Figure 7.4 — Possible equivalent stiffness

NOTE Annex O provides complementary guidance to simplified methods for second order structural analysis of members and systems.

7.4.3.3 General non-linear analysis method

(1) For the general method based on full non-linear analysis, including geometric non-linearity i.e. second order effects, the general rules for non-linear analysis given in 7.3.4 shall apply.

(2) Stress-strain curves for concrete and reinforcement suitable for overall analysis shall be used. The effect of creep shall be considered.

(3) Stress-strain relationships given in 5.1.6, (Formula (5.6)) for concrete and in 5.2.4 (Figure 5.2) for reinforcing steel and in 5.3.3 (Figure 5.3) for prestressing steel may be used. With stress-strain diagrams based on design values, a design value of the ultimate load is obtained directly from analysis.

When Formula (5.6) is used to determine the stress-strain relationships for concrete, f_{cm} shall be substituted by the design compressive strength f_{cd} (except in Formulae (5.9) and (5.10) for ε_{c1} and ε_{cu1}) and E_{cm} shall be substituted by E_{cd} given in Formula (7.27):

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} \tag{7.27}$$

(4) In the absence of more refined models, creep may be taken into account by multiplying all strain values in the concrete stress-strain diagram according to 7.4.3.3(3) with a factor $(1 + \varphi_{eff})$, where φ_{eff} is the effective creep ratio according to 7.4.2 (4).

(5) The favourable effect of tension stiffening may be considered in the determination of the stiffness provided that 7.3.4(6) is fulfilled.

(6) Normally, conditions of equilibrium and strain compatibility should be satisfied in a number of cross sections. As a simplification, this condition may be imposed only at the critical cross section(s), assuming a relevant variation of the curvature in between, e.g. similar to the first order moment or simplified in another appropriate way.

7.4.4 Compression member with biaxial bending

(1) The general method in 7.4.3.3 may be used for biaxial bending. If simplified methods are used, provisions (3) and (4) apply.

(2) The cross section of the member with the critical combination of moments should be used for verifications.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Separate design in each principal direction taking into account second order effects, disregarding biaxial bending interaction, may be used as a first step. Imperfections should be considered only in the direction where they will have the most unfavourable effect.

(4) Further checks may be omitted if the slenderness ratio satisfies the following condition:

$$0{,}5 \leq \frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \tag{7.28}$$

and if the ratio of the dimensionless eccentricities e'_y and e'_z (see Figure 7.5) satisfy one the following conditions:

$$\frac{e'_y}{e'_z} \leq 0{,}2 \text{ or } \frac{e'_y}{e'_z} \geq 5 \tag{7.29}$$

where

λ_y, λ_z	are the slenderness ratios l_0/i with respect to y- and z-axis respectively;
i_y, i_z	are the radii of gyration with respect to y- and z-axis respectively;
$e'_z = M_{Edy}/\lvert(N_{Ed} \cdot b)\rvert$	is the dimensionless eccentricity along the z-axis;
$e'_y = M_{Edz}/\lvert N_{Ed} \cdot h)\rvert$	is the dimensionless eccentricity along the y-axis;

For non-rectangular sections, b and h shall be replaced by $b_{eq} = i_y\sqrt{12}$ and $h_{eq} = i_z\sqrt{12}$.

(5) If all of the conditions of formulae (7.28) and (7.29) are not fulfilled, biaxial bending should be taken into account including second order effects in each direction.

a) rectangular b) general cross section

Figure 7.5 — Definition of eccentricities e_y and e_z

7.5 Lateral instability of slender beams

(1) Lateral instability of slender beams shall be considered where necessary, e.g. for precast beams during transport and erection, for beams without sufficient lateral bracing in the finished structure, etc. geometric imperfections shall be considered in the calculation of effects due to lateral instability.

(2) In absence of project-specific execution specifications which define maximum deviations, a lateral deflection of $l/300$ should be assumed as a geometric imperfection in the verification of beams in unbraced conditions, with l = total length of beam. In finished structures, bracing from connected members may be considered.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

(3) Second order effects in connection with lateral instability may be ignored if the following conditions are fulfilled:

— persistent design situations:

$$\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \tag{7.30}$$

— transient design situations:

$$\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \tag{7.31}$$

where

l_{0t} is the distance between torsional restraints;

h is the total depth of the beam in central part of l_{0t};

b is the width of the compression flange.

(4) Torsion associated with lateral instability should be considered in the design of members supporting slender beams.

7.6 Prestressed members and structures

7.6.1 General

(1) The effects of prestressing may be considered by one of the following equivalent approaches:

a) self-equilibrated state of stresses in the concrete and the tendons (approach also known as prestressing considered on the side of resistance). In this case, the internal forces due prestressing are due only to external restraints (statically indeterminate component of prestressing);

NOTE In this case the effect of prestressing can be modelled by imposing on the sections of the structure an axial strain equal to the prestressing force divided by the axial stiffness of the section and a curvature equal to the prestressing force times the eccentricity of prestressing with respect to the centroid divided by the flexural stiffness of the section.

b) set of self-equilibrated system of forces (anchorage, deviation and friction forces) exerted by the tendons on the concrete member (approach also known as prestressing considered as external action). In this case, the internal forces include both the statically determined and the statically indeterminate components of prestressing.

(2) Since the internal forces resulting from the two approaches are different, the resistance of sections and members shall be verified consistently, according to 7.6.5(1).

7.6.2 Prestressing force

(1) At a given time t and distance x (or arc length) from the active end of the tendon the mean prestress stress $\sigma_{p,mt}(x)$ should be taken equal to the maximum stress $\sigma_{p,max}$ imposed at the active end, minus the immediate losses (see 7.6.3) and the time dependent losses (see 7.6.4), using absolute values for all losses.

(2) Short-term prestressing stresses shall be limited to the values given in Table 7.1.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 7.1 — Limits to short-term prestressing stresses

Stress being limited	Stress limit
Maximum stressing stress $\sigma_{p,max}$	$\leq 0{,}8 f_{pk}$
	$\leq 0{,}9 f_{p0,1k}$
Overstressing[a] (e.g. for the occurrence of unexpectedly high friction)	$\leq 0{,}95 f_{p0,1k}$
Maximum stress after prestress transfer/anchoring[b] $\sigma_{p,m0}(x)$	$\leq 0{,}75 f_{pk}$
	$\leq 0{,}85 f_{p0,1k}$

[a] Overstressing is permitted only if the force in the jack can be measured to an accuracy of ±5 % of the final value of the prestressing force.

[b] The stress after transfer/anchoring is determined by subtracting the immediate losses (see 7.6.3) from the stress imposed at the active end.

(3) The mean value of the prestress stress $\sigma_{p,mt}(x)$ at the time $t > t_0$ should be determined taking into account the prestressing method. In addition to the immediate losses $\Delta\sigma_{p,i}$ given in 7.6.3 time-dependent losses of prestress $\Delta\sigma_{p,c+s+r}(x)$ given in 7.6.4 as a result of creep and shrinkage of the concrete and long-term relaxation of the prestressing steel should be considered:

$$\sigma_{p,mt}(x) = \sigma_{p,m0}(x) - \Delta\sigma_{p,c+s+r}(x) \tag{7.32}$$

7.6.3 Immediate losses of prestress

7.6.3.1 General

(1) When determining the immediate losses $\Delta\sigma_{p,i}(x)$ the following influences should be considered for pre-tensioning and post-tensioning where relevant:

— during the stressing process: losses due to friction between the prestressing steel and duct or deviation devices $\Delta\sigma_{p,\mu}(x)$, see 7.6.3.2,

— during the stressing process: losses due to anchorage seating (e.g. wedge draw-in) $\Delta\sigma_{p,sl}$, see 7.6.3.3,

— at the transfer of prestress to concrete: losses due to instantaneous deformation of concrete $\Delta\sigma_{p,el}$, see 7.6.3.4,

— losses due to short-term relaxation of the pretensioning tendons during the period which elapses between the tensioning of the tendons and prestressing of the concrete $\Delta\sigma_{pr}$ (where relevant), see B.9. In case of heat curing, losses due to shrinkage and relaxation are modified and should be assessed accordingly; direct thermal effect should also be considered (see 13.4.2).

7.6.3.2 Losses due to friction

(1) The losses due to friction $\Delta\sigma_{p,\mu}(x)$ in prestressing tendons should be estimated from:

$$\Delta\sigma_{p,\mu} = \sigma_{p,max}\left[1 - exp\left(-\mu\left(\alpha_\mu + k_\mu x\right)\right)\right] \tag{7.33}$$

where

α_μ is the sum of the absolute values of angular deviations over a distance x;

μ is the coefficient of friction between the tendon and its duct or deviation device;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

k_μ is an unintentional angular deviation for internal post-tensioning tendons -per unit length- (curvature), and

x is the distance along the tendon from the point where the prestressing stress is equal to $\sigma_{p,max}$ (the force at the active end during tensioning).

NOTE 1 The values μ and k_μ can be found in the technical documentation of post-tensioning system.

NOTE 2 The value μ depends on the surface characteristics of the tendons and the duct or deviation device, on the presence of rust, on the elongation of the tendon and on the tendon profile.

NOTE 3 The value k_μ for unintentional angular deviation depends on the quality of workmanship, on the distance between tendon supports, on the type of duct or sheath employed, and on the degree of vibration used in placing the concrete.

(2) In the absence of more precise data, the values for μ given in Table 7.2 may be used, in Formula (7.33).

(3) In the absence of more precise data, values for unintentional angular deviation for internal post-tensioning tendons will generally be in the range $0{,}005 < k_\mu < 0{,}01$ per metre. For pre-tensioning tendons and external tendons, the losses of prestress due to unintentional angular displacement may be ignored.

Table 7.2 — Coefficients of friction μ of internal post-tensioning tendons and external tendons to be used in the absence of more precise data

Type of prestressing steel	Internal tendons		Greased and sheathed strand	External tendons
	metal duct	polymer duct	PE duct	PE duct
cold drawn wire	0,17	0,12	—	0,10
strand	0,19	0,14	0,05	0,12
deformed bar	0,65	—	—	—
smooth round bar	0,33	—	—	—

7.6.3.3 Losses due to anchorage seating

(1) Account should be taken of the losses due to anchorage seating, during the operation of anchoring the prestressing steel after tensioning.

NOTE Values for anchorage seating are given in the technical documentation of post-tensioning system

7.6.3.4 Losses due to the instantaneous deformation of concrete

(1) Where relevant, account should be taken of the loss in tendon force corresponding to the deformation of concrete $\Delta\sigma_{p,el}$, considering the tensioning programme in which the tendons are stressed.

(2) This loss $\Delta\sigma_{p,el}$ may be assumed as a mean loss in each tendon as follows:

$$\Delta\sigma_{p,el} = E_p \sum j \frac{\Delta\sigma_{cp}(t)}{E_{cm}(t)} \tag{7.34}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

$\Delta\sigma_{cp}(t)$ is the variation of stress in concrete at the centroid of the tendons when n tendons are stressed at time t;

j is a coefficient equal to:

— $j = (n-1)/2n$ for variations due to prestressing where n is the number of identical tendons successively stressed (typical for post-tensioning),

— $j = 1$ for variations due to prestressing where n is the number of identical tendons simultaneously stressed (typical for pre-tensioning) or due to permanent actions applied after prestressing.

7.6.4 Time dependent losses of prestress

(1) The time dependent losses should be calculated by considering the following two reductions of stress:

a) That due to the reduction of strain, caused by the deformation of concrete due to creep and shrinkage, under the quasi-permanent loads, and

b) That due to the reduction of stress in the steel due to the relaxation under tension (see B.9).

The interaction between the relaxation of prestressing steel and the concrete deformation due to creep and shrinkage may generally and approximately be considered by applying a reduction factor of 0,8 on the stress relaxation. More refined methods may be used for the calculation of relaxation losses, taking into account the variation of the tendon elongation due to creep and shrinkage of concrete.

(2) Time dependent losses of stress in the tendons due to creep, shrinkage and relaxation at location x, at time t under the quasi-permanent combination of actions for members with a non-composite cross section may be evaluated by Formula (7.35).

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_p + 0{,}8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t,t_0)\sigma_{cp,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}}\frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c}z_{cp}^2\right)[1 + 0{,}8\varphi(t,t_0)]} \tag{7.35}$$

where

$\Delta\sigma_{pr}$ is the absolute value of the variation of stress in the tendons at location x, at time t, due to the relaxation of the prestressing steel. It should be determined for the initial stress in the tendons due to initial prestress and quasi-permanent combination of actions $\sigma_{pr} = \sigma_{pr}(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$;

$\sigma_{cp,QP}$ is the stress in the concrete adjacent to the tendons, due to self-weight and initial prestress and other quasi-permanent actions where relevant. The value of $\sigma_{cp,Q}P$ can be the effect of part of self-weight and initial prestress or the effect of a full quasi-permanent combination of actions $[\sigma_{cp} \cdot (G + P_{m0} + \psi_2 Q)]$, depending on the stage of construction considered (see B.8);

z_{cp} is the distance between the centroid of the concrete section and the tendons.

NOTE It is conservative to adopt a value of 1,0 for the denominator of Formula (7.35).

(3) Formula (7.35) applies to bonded tendons when local values of stresses are used and to unbonded tendons when mean values of stresses are used. The mean values should be calculated between straight sections limited by the idealised deviation points for external tendons or along the entire length in case of internal tendons.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

7.6.5 Effects of prestressing at ultimate limit state

(1) The statically determinated component of prestressing may be considered either as an external action or as a resistance when verifying the Ultimate Limit State for flexural resistance (see 7.6.1(1)). In the first case, when determining the flexural capacity of the section, the resistance of the tendon shall be limited to $f_{\mathrm{pd}} - \sigma_{\mathrm{pd}}$. In the second case it shall be limited to f_{pd}.

(2) In general, the design value of the prestressing stress as external action may be determined as $\sigma_{\mathrm{pd,t}}(x) = \gamma_{\mathrm{P}}\sigma_{\mathrm{p,mt}}(x)$.

(3) For prestressed members with unbonded tendons, the deformation of the whole member should generally be taken into account, when calculating the increase of the stress in the prestressing steel. If no detailed calculation is made and if the distance between fixed points does not exceed one span, it may be assumed that the increase of the stress at ultimate limit state due to the deformation of the member before reaching failure is $\Delta\sigma_{\mathrm{p,ULS}} = 100$ MPa.

(4) If the stress increase in unbonded tendons is calculated for prestressed members using the deformation state of the whole member the mean values of the material properties should be used. The design value of the stress increase $\Delta\sigma_{\mathrm{pd}} = \Delta\sigma_{\mathrm{p}} \cdot \gamma_{\Delta\mathrm{P}}$ should be determined by applying partial safety factors $\gamma_{\Delta\mathrm{P,sup}}$ or $\gamma_{\Delta\mathrm{P,inf}}$, according to 4.3.2.

(5) For external prestressing tendons, the strain in the prestressing steel between two subsequent fixed points may be assumed to be constant. The strain in the prestressing steel should then be taken equal to the initial strain, determined just after completion of the prestressing operation, increased by the strain resulting from the structural deformation between the contact points considered, considering time-dependent losses. A deviator in an external tendon may be considered as a fixed point if the difference of tendon force between the two ends of the deviation point is smaller than the friction loss of the tendon in the deviation point.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

8 Ultimate Limit States (ULS)

8.1 Bending with or without axial force

8.1.1 General

(1) 8.1 applies to undisturbed regions of beams, slabs and similar types of members for which plane sections remain approximately plane before and after loading. The discontinuity regions of beams and other members in which plane sections do not remain plane may be designed and detailed according to the general approach provided in 8.5.

(2) When determining the ultimate moment resistance of reinforced or prestressed concrete cross sections, the following assumptions shall be made:

— plane sections remain plane,

— the change in strain in bonded reinforcement or bonded prestressing tendons, whether in tension or in compression, is the same as the change in strain in the surrounding concrete,

— the tensile strength of concrete is ignored,

— the stresses in the concrete in compression are derived from the design stress distributions given in 8.1.2,

— the stresses in the reinforcing or prestressing steel are derived from the design stress-strain relationships in 5.2 (Figure 5.2) and 5.3 (Figure 5.3),

— the strain difference between prestressing steel and surrounding concrete is considered when assessing the stresses in the tendons with due regard to time-dependent losses at the time considered.

(3) The compressive strain in the concrete shall be limited to ε_{cu}, see 8.1.2(1), unless the concrete is confined, see 8.1.4.

(4) The strains in the reinforcing steel and the prestressing steel shall be limited to ε_{ud} (where applicable); see 5.2.4(2) and 5.3.3(2) respectively.

(5) Cross sections loaded by an axial compression force N_{Ed}, unless second order effect and the effect of imposed deformations have been accounted for, should be designed for a minimum moment of at least

$$M_{Ed,min} = \pm N_{Ed} \cdot e_{d,min} \tag{8.1}$$

where

$$e_{d,min} = \max\{h/30;\ 20\ \text{mm}\}$$

(6) Limiting strain distributions in a cross section should be those shown in Figure 8.1.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Key

1 tensile strain limit of reinforcing steel

2 compressive strain limit of concrete

Figure 8.1 — Possible strain distributions in the ultimate limit state

(7) For prestressed members with permanently unbonded tendons, 7.6.5 applies.

(8) In the absence of an accurate cross section design for biaxial bending, the following simplified criterion may be used:

$$\left(\frac{|M_{\mathrm{Edz}}|}{M_{\mathrm{Rdz,N}}}\right)^{a_{\mathrm{N}}} + \left(\frac{|M_{\mathrm{Edy}}|}{M_{\mathrm{Rdy,N}}}\right)^{a_{\mathrm{N}}} \leq 1{,}0 \tag{8.2}$$

where

$M_{\mathrm{Edz/y}}$ is the design moment about the respective axis, including a 2nd order moment;

$M_{\mathrm{Rdz/y,N}}$ is the moment resistance in the respective direction for the given axial compression force;

a_{N} is the exponent whose value is determined as follows:

— for circular and elliptical cross sections: $a_{\mathrm{N}} = 2$

— for rectangular cross sections:

$\lvert N_{\mathrm{Ed}}\rvert / N_{\mathrm{Rd,0}}$	0,1	0,7	1,0
a_{N}	1,0	1,5	2,0

with linear interpolation for intermediate values;

$N_{\mathrm{Rd,0}}$ is the design value of axial resistance under compression without consideration of confinement:

$$N_{\mathrm{Rd,0}} = A_{\mathrm{c}} f_{\mathrm{cd}} + A_{\mathrm{s}} f_{\mathrm{yd}} \tag{8.3}$$

8.1.2 Stress distribution in the compression zones

(1) For the design of cross sections, the following stress distribution may be used, see Figure 8.2c) (compressive strain shown positive):

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = f_{\mathrm{cd}} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{\mathrm{c}}}{\varepsilon_{\mathrm{c2}}}\right)^2\right] \qquad \text{for } 0 \leq \varepsilon_{\mathrm{c}} \leq \varepsilon_{\mathrm{c2}} \tag{8.4a}$$

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = f_{\mathrm{cd}} \qquad \text{for } \varepsilon_{\mathrm{c2}} \leq \varepsilon_{\mathrm{c}} \leq \varepsilon_{\mathrm{cu}} \tag{8.4b}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

$\varepsilon_{c2} \quad = 0{,}002$

$\varepsilon_{cu} \quad = 0{,}0035$

a) cross section
b) assumed strain distribution
c) parabola-rectangle stress distribution
d) rectangular stress distribution

Figure 8.2 — Stress distributions within the compression zone

(2) Alternatively, a rectangular stress block distribution as given in Figure 8.2d) may be assumed.

8.1.3 Bending in slabs

(1) Orthogonally reinforced solid slab elements with bending and torsional moments where the thickness of the compression zone $x \leq 0{,}25d$ and the torsional moment is not larger than 0,5 times the largest bending moment, may be designed using the following formulae:

$$m_{\mathrm{Rdx}} \geq m_{\mathrm{Edx}} + |m_{\mathrm{Edxy}}| \tag{8.5a}$$

$$m_{\mathrm{Rdy}} \geq m_{\mathrm{Edy}} + |m_{\mathrm{Edxy}}| \tag{8.5b}$$

$$m'_{\mathrm{Rdx}} \geq -m_{\mathrm{Edx}} + |m_{\mathrm{Edxy}}| \tag{8.5c}$$

$$m'_{\mathrm{Rdy}} \geq -m_{\mathrm{Edy}} + |m_{\mathrm{Edxy}}| \tag{8.5d}$$

where x and y are local axes parallel to the reinforcement.

(2) Alternatively, or in cases not complying with the requirements of (1), the Formula (G.18) in G.4(5) may be used.

8.1.4 Confined concrete

(1) The concrete compressive design strength may be enhanced by the favourable effect of confinement reinforcement or of triaxial compressive stresses.

(2) The compressive strength increase of a concrete with $d_{\mathrm{dg}} \geq 32$ mm due to a transverse compressive stress σ_{c2d} may be calculated according to:

$$\Delta f_{\mathrm{cd}} = 4 \cdot \sigma_{\mathrm{c2d}} \qquad \text{for } \sigma_{\mathrm{c2d}} \leq 0{,}6 f_{\mathrm{cd}} \tag{8.6a}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\Delta f_{\mathrm{cd}} = 3{,}5 \cdot \sigma_{\mathrm{c2d}}^{3/4} \cdot f_{\mathrm{cd}}^{1/4} \qquad \text{for } \sigma_{\mathrm{c2d}} > 0{,}6 f_{\mathrm{cd}} \tag{8.6b}$$

In case of concrete with $d_{\mathrm{dg}} < 32$ mm, the strength increase Δf_{cd} according to Formulae (8.6) shall be reduced by factor $d_{\mathrm{dg}}/32$ mm.

where

d_{dg} is defined in 8.2.1(4),

σ_{c2d} refers to the absolute value of the minimum principal transverse compressive stress.

NOTE Provided that the strength increase Δf_{cd} is reduced by factor $d_{\mathrm{dg}}/32$ mm, Formulae (8.6) apply also for concrete and mortar with $d_{\mathrm{dg}} < 24$ mm.

(3) The confinement stress σ_{c2d} resulting from confinement reinforcement may be calculated as:

$$\sigma_{\mathrm{c2d}} = \frac{2A_{\mathrm{s,conf}} \cdot f_{\mathrm{yd}}}{b_{\mathrm{cs}} \cdot s} \tag{8.7a}$$

for circular and square members in compression with single confinement reinforcement (Figure 8.3a) and b))

$$\sigma_{\mathrm{c2d}} = \frac{2A_{\mathrm{s,conf}} \cdot f_{\mathrm{yd}}}{\max\{b_{\mathrm{csx}}; b_{\mathrm{csy}}\} \cdot s} \tag{8.7b}$$

for rectangular members in compression with single confinement reinforcement (b_{csx} and b_{csy} according to Figure 8.3c))

$$\sigma_{\mathrm{c2d}} = \min\left\{\frac{\Sigma A_{\mathrm{s,confx}}}{b_{\mathrm{csy}}}; \frac{\Sigma A_{\mathrm{s,confy}}}{b_{\mathrm{csx}}}\right\} \cdot \frac{f_{\mathrm{yd}}}{s} \tag{8.7c}$$

for members in compression with multiple confinement reinforcement (Figure 8.3c))

$$\sigma_{\mathrm{c2d}} = \min\left\{\frac{\Sigma A_{\mathrm{s,confx}}}{b_{\mathrm{csy}}}; \frac{A_{\mathrm{s,confy}}}{x_{\mathrm{cs}}}\right\} \cdot \frac{f_{\mathrm{yd}}}{s} \tag{8.7d}$$

for compression zones (Figure 8.3d))

where

$A_{\mathrm{s,conf}}$ is the cross sectional area of one leg of confinement reinforcement;

b_{cs} is the width of the confinement core (to its centreline, see Figure 8.3);

s is the spacing of confinement reinforcement.

Key

A neutral axis

Figure 8.3 — Definition of dimensions of confinement reinforcement

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) The strength increase in the confined zones shown in Figure 8.3 may be smeared over the compression zone by considering following average strength:

$$f_{\mathrm{cd,c}} = f_{\mathrm{cd}} + k_{\mathrm{conf,b}} \cdot k_{\mathrm{conf,s}} \cdot \Delta f_{\mathrm{cd}} \tag{8.8}$$

where the effectiveness factors $k_{\mathrm{conf,b}}$ and $k_{\mathrm{conf,s}}$ are defined in Table 8.1.

Table 8.1 — Effectiveness factors $k_{\mathrm{conf,b}}$ and $k_{\mathrm{conf,s}}$ for confinement reinforcement

	Shape of compression zone and confinement reinforcement	$k_{\mathrm{conf,b}}$	$k_{\mathrm{conf,s}}$
a)	square members in compression with single confinement reinforcement (Figure 8.3a))	$k_{\mathrm{conf,b}} = \frac{1}{3}\left(\frac{b_{\mathrm{cs}}}{b}\right)^2$	$k_{\mathrm{conf,s}} = \left(1-\frac{s}{2b_{\mathrm{cs}}}\right)^2$ where $1-\frac{s}{2b_{\mathrm{cs}}} \geq 0$
b)	circular member in compression with circular confinement reinforcement (Figure 8.3b))	$k_{\mathrm{conf,b}} = \left(\frac{b_{\mathrm{cs}}}{b}\right)^2$	
c)	— for square and rectangular members in compression with multiple confinement reinforcement, — for rectangular sections with single confinement reinforcement or — for a refined calculation of square sections with single confinement reinforcement (Figure 8.3c)), b_{i} refer to all spaces between longitudinal reinforcement bars fixed by confinement reinforcement ($\Sigma b_i^2 = 4b_1^2 + 2b_2^2$ in the example of Figure 8.3c))	$k_{\mathrm{conf,b}} = \frac{b_{\mathrm{csx}} \cdot b_{\mathrm{csy}} - \frac{1}{6}\Sigma b_{\mathrm{i}}^2}{b_{\mathrm{x}} \cdot b_{\mathrm{y}}}$	$k_{\mathrm{conf,s}} = \left(1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csx}}}\right)\left(1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csy}}}\right)$ where $1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csx}}} \geq 0$ and $1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csy}}} \geq 0$
d)	compression zones due to bending and axial force (Figure 8.3d))	According to a), b) or c) depending on the shape of the confinement reinforcement	$k_{\mathrm{conf,s}} = \left(1-\frac{s}{4x_{\mathrm{cs}}}\right)\left(1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csy}}}\right)$ where x_{cs} should not be taken $> b_{\mathrm{csx}}/2$, $1-\frac{s}{4x_{\mathrm{cs}}} \geq 0$ and $1-\frac{s}{2b_{\mathrm{csy}}} \geq 0$

(5) The effect of confinement on the strain limitations in concrete may be determined in accordance with Formula (8.9). However, if these enhancements to the strains are included in design, then the concrete area between the free surface and the axis of the confinement reinforcement should not be included in any strength verifications.

$$\varepsilon_{\mathrm{c2,c}} = \varepsilon_{\mathrm{c2}}\left(1 + 5\frac{\Delta f_{\mathrm{cd}}}{f_{\mathrm{cd}}}\right) \tag{8.9a}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{cu,c}} = \varepsilon_{\mathrm{cu}} + 0{,}2\frac{\sigma_{\mathrm{c2d}}}{f_{\mathrm{cd}}} \tag{8.9b}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

8.2 Shear

8.2.1 General verification procedure

(1) The shear resistance of linear members and the out-of-plane shear resistance of planar members shall be verified according to the following procedure:

(i) Detailed verification of the shear resistance may be omitted, provided that

$\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{Rdc,min}}$

according to 8.2.1(4)

(ii) No calculated shear reinforcement is required in regions of the members where

$\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{Rd,c}}$

according to 8.2.2 and 8.4.3

(iii) Otherwise, shear reinforcement shall be designed according to 8.2.3 and 8.4.4:

$\tau_{\mathrm{Ed}} \leq \tau_{\mathrm{Rd}}$

(2) When, on the basis of the design shear calculation, no shear reinforcement is required, minimum shear reinforcement may nevertheless be necessary according to Clause 12.

For statically determined linear members with $d > 500$ mm, minimum shear reinforcement shall be provided. In exceptions where this were not possible, the verification methods according to I.8.3.1(3) shall be used.

(3) In regions of members without geometric discontinuities, the average shear stress over the cross section τ_{Ed} is defined as:

$$\tau_{\mathrm{Ed}} = \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{b_{\mathrm{w}} \cdot z} \tag{8.10a}$$

or

$$\tau_{\mathrm{Ed}} = \frac{v_{\mathrm{Ed}}}{z} \tag{8.10b}$$

where

V_{Ed} is the design shear force in linear members,

v_{Ed} is the design shear force per unit width in planar members,

b_{w} is the width of the cross section of linear members. The width b_{w} for cross sections with variable width and for circular cross sections is defined in 8.2.3(9);

z is the lever arm for the shear stress calculation defined as $z = 0{,}9d$; where d refers to the centroid of tensile reinforcement.

NOTE For d the nominal effective depth d_{nom} or the design value d_{d} can be used (see A(6)). A National Annex can give advice for using d_{d}.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) The minimum shear stress resistance may be calculated as:

$$\tau_{\mathrm{Rdc,min}} = \frac{11}{\gamma_{\mathrm{V}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{\mathrm{ck}}}{f_{\mathrm{yd}}} \cdot \frac{d_{\mathrm{dg}}}{d}} \tag{8.11}$$

where

γ_{V} is the partial factor for shear design according to Table 4.3(NDP) or Table A.1(NDP),

f_{yd} is the design value of the yield strength which has been used to design the flexural reinforcement,

d is the effective depth of the flexural reinforcement (mm) for prestressed members see 8.2.2(6),

NOTE 1 For d the nominal effective depth d_{nom} or the design value d_{d} can be used (see A(6)). A National Annex can give advice for using d_{d}.

d_{dg} is a size parameter describing the failure zone roughness, which depends on the concrete type and its aggregate properties. d_{dg} (mm) may be taken as:

— 16 mm + $D_{\mathrm{lower}} \leq 40$ mm for concrete with $f_{\mathrm{ck}} \leq 60$ MPa,

— 16 mm + D_{lower} $(60/f_{\mathrm{ck}})^4 \leq 40$ mm for concrete with $f_{\mathrm{ck}} > 60$ MPa.

NOTE 2 The definition of D via D_{lower} in EN 12620 can lead to a range of aggregate gradings. Similarly EN 206 does not specify a minimum coarse aggregate content. The model is calibrated against tests carried out with typical gradings. The use of non-typical aggregate gradings where the percentage of larger aggregate sizes in relation to D_{lower} is small can result in different behaviour. This can be avoided by specifying grading parameters in addition to D_{lower}.

In case of prestressed members without ordinary reinforcement, f_{yd} in Formula (8.11) may be replaced by $f_{\mathrm{pd}} - \sigma_{\mathrm{p}\infty}$ where $\sigma_{\mathrm{p}\infty}$ refers to the prestress of the tendons after losses.

(5) In planar members (such as solid slabs and shells) with out-of-plane shear forces $v_{\mathrm{Ed,x}}$ and $v_{\mathrm{Ed,y}}$ acting on the cross sections perpendicular to the x and y directions, the design shear force per unit length (v_{Ed}) should be calculated as:

$$v_{\mathrm{Ed}} = \sqrt{v_{\mathrm{Ed,x}}^2 + v_{\mathrm{Ed,y}}^2} \tag{8.12}$$

The effective depth d may be taken as a function of the ratio of the shear forces $v_{\mathrm{Ed,y}}/v_{\mathrm{Ed,x}}$:

— $d = d_{\mathrm{x}}$ for $v_{\mathrm{Ed,y}}/v_{\mathrm{Ed,x}} \leq 0{,}5$ (8.13a)

— $d = 0{,}5 \cdot (d_{\mathrm{x}} + d_{\mathrm{y}})$ for $0{,}5 < v_{\mathrm{Ed,y}}/v_{\mathrm{Ed,x}} < 2$ (8.13b)

— $d = d_{\mathrm{y}}$ for $v_{\mathrm{Ed,y}}/v_{\mathrm{Ed,x}} \geq 2$ (8.13c)

Alternatively, the effective depth d may be taken as:

$$d = d_{\mathrm{x}} \cdot \cos^2\alpha_{\mathrm{v}} + d_{\mathrm{y}} \cdot \sin^2\alpha_{\mathrm{v}} \tag{8.14}$$

where the angle α_{v} between the principal shear force and x-axis may be taken as

$$\alpha_{\mathrm{v}} = \arctan(v_{\mathrm{Ed,y}}/v_{\mathrm{Ed,x}}) \tag{8.15}$$

(6) When the shear force in planar members is not constant along the control section, it may be averaged over a width not larger than $2d$ on both sides from the peak of the shear force. If other internal forces are required for calculation of the shear resistance, they may be also averaged over the same width.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(7) In members with inclined chords, the design shear force in the web shall account for the influence of inclined forces according to Figure 8.4, replacing V_{Ed} by $V_{Ed} - V_{tcd} - V_{bcd}$.

The favourable effect of V_{tcd} and V_{bcd} should only be considered for members with shear reinforcement.

a) internal forces at cross section

b) compression field, chord and prestressing forces

Key

1 design shear force in web

Figure 8.4 — Shear components for members with inclined chords and/or prestressing

(8) In members where the statically determinate part of prestressing is considered as an internal action (i.e. considered as resistance and that prestressing effect is not included in the load combination used to determine V_{Ed}):

— the design shear force in the web should account for the transversal component of the prestressing force according to Figure 8.4, replacing V_{Ed} by $V_{Ed} - P_d \cdot \sin\beta_p$,

— and where the shear resistance depends on the acting axial force and the bending moment, N_{Ed} and M_{Ed} should be replaced by $N_{Ed} - P_d \cdot \cos\beta_p$ and $M_{Ed} - P_d \cdot e_p \cdot \cos\beta_p$, respectively.

(9) When a load is applied through the depth of the member (i.e. at the intersection of primary and secondary beams) or applied in tension to the face of the member (i.e. hanging loads), sufficient reinforcement, in addition to that required for shear, shall be provided to carry the load to the face opposite to the direction of load (i.e. the top face in the case of gravity loads).

(10) In linear members, regions with geometric discontinuities should be designed according to 8.5. In planar members,

— regions with variation of cross sections shall be reinforced according to 12.3.1(2) or designed according to 8.5;

— regions with inserts shall be verified according to 8.2.2(11) or designed according to 8.5.

(11) Regions where significant concentrated loads are applied at a distance a_q less than d from a support (Figure 8.5) should be designed as discontinuity regions, by using strut-and-tie models or stress fields as in 8.5 or by accounting for a reduced value of τ_{Ed} using the method in 8.2.2(9). In linearly supported planar members without shear reinforcement, further shear verification between the load and the support ($a_q < d$) may be omitted, provided that:

— $\tau_{Ed} \leq 2\tau_{Rdc,min}$ and

— the flexural reinforcement is fully anchored at the support and at the load introduction.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Figure 8.5 — Examples of loads near supports

8.2.2 Detailed verification for members not requiring design shear reinforcement

(1) The detailed verification of the shear resistance may be omitted for cross sections that are closer than *d* from the face of the support or from a significant concentrated load (see Figure 8.6). When significant concentrated loads are applied closer than 2*d* from the face of the support, a control section located at a distance *d* from the face of the support should be verified.

a) distributed loads b) concentrated loads

Key

1 regions where shear strength verification may be omitted

Figure 8.6 — Regions where shear strength verification may be omitted (cases of predominantly loads)

(2) The design value of the shear stress resistance should be taken as:

$$\tau_{\mathrm{Rd,c}} = \frac{0{,}66}{\gamma_{\mathrm{V}}} \cdot \left(100\rho_{\mathrm{l}} \cdot f_{\mathrm{ck}} \cdot \frac{d_{\mathrm{dg}}}{d}\right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{\mathrm{Rdc,min}} \tag{8.16}$$

where

$$\rho_{\mathrm{l}} = \frac{A_{\mathrm{sl}}}{b_{\mathrm{w}} d} \tag{8.17}$$

A_{sl} is the effective area of tensile reinforcement at the distance *d* beyond the section considered (see Figure 8.7);

d_{dg} is defined in 8.2.1(4);

d is the nominal effective depth d_{nom}. The value *d* may be refined according to (3) and (4) for non-slender members and members with axial force.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

The value d may be refined according to (3) and (4) for non-slender members and members with axial force.

Key

Control sections A–A and C–C:	Cases where anchored and curtailed reinforcement may be fully accounted for
Control section B–B:	Case where curtailed reinforcement may not be accounted for
Control sections D-D and E–E:	Cases where curtailed or spliced reinforcement may be partially accounted for

Figure 8.7 — Definition of A_{sl} in Formula (8.13)

(3) In members with an effective shear span a_{cs} shorter than $4d$, the value of d_{nom} in Formula (8.16) may be replaced by:

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4} \cdot d} \tag{8.18}$$

Where a_{cs} is the effective shear span with respect to the control section. For reinforced concrete members without axial force, it may be calculated as a function of the internal forces at control section:

$$a_{cs} = \left|\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}\right| \geq d \tag{8.19}$$

Only the load case giving maximum shear with coexistent bending and that giving maximum bending with coexistent shear need to be considered.

(4) In presence of axial forces N_{Ed}, acting at the control section, the value of d in Formula (8.16) or a_v in Formula (8.18) should be multiplied by coefficient k_{vp} according to Formula (8.20):

$$k_{vp} = 1 + \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|}\frac{d}{3 \cdot a_{cs}} \geq 0{,}1 \tag{8.20}$$

(5) Alternatively to Formulae (8.16) to (8.20) the approach considering the effect of compressive normal forces according Formula (8.21) may be used:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_V} \cdot \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d}\right)^{\frac{1}{3}} - k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq \tau_{Rdc,min} \tag{8.21}$$

where

σ_{cp} $= N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$ [MPa];

N_{Ed} is the compressive axial force in the cross section due to loading or prestressing;

A_c is the area of concrete cross section.

NOTE The factor k_1 can be calculated according to Formula (8.22) unless a National Annex gives another value.

$$k_1 = \frac{1,4}{\gamma_V} \cdot \left(0,07 + \frac{e_p}{4 \cdot d}\right) \leq 0,15 \cdot \frac{1,4}{\gamma_V} \tag{8.22}$$

where

e_p is the eccentricity of the tendons with respect to the centre of gravity of the cross section considered as positive for tendons on the tensile side. For statically indeterminate members, the effect of hyperstatic moments due to prestressing should be considered by modifying the tendons eccentricity accordingly.

(6) Prestressing effects according to 8.2.1(8) should be considered in the values of M_{Ed}, V_{Ed} and N_{Ed} to be used in Formula (8.20). For prestressed members with bonded tendons, the effective depth d and the reinforcement ratio ρ_l may be calculated as follows:

$$d = \frac{d_s^2 \cdot A_s + d_p^2 \cdot A_p}{d_s \cdot A_s + d_p \cdot A_p} \tag{8.23}$$

$$\rho_l = \frac{d_s \cdot A_s + d_p \cdot A_p}{b_w \cdot d^2} \tag{8.24}$$

The area of prestressed reinforcement A_p may be omitted in the calculation of d and ρ_l if the influence of the tendon on the shear resistance becomes unfavourable due to the reduced effective depth.

NOTE The effect of unbonded and external tendons is considered on action side.

(7) In planar members with different reinforcement ratios in both directions, ρ_l should be calculated as a function of the ratio of the shear forces $v_{Ed,y}/v_{Ed,x}$:

— $\rho_l = \rho_{l,x}$ for $v_{Ed,y}/v_{Ed,x} \leq 0,5$ (8.25a)

— $\rho_l = \rho_{l,x} \cdot \cos^4\alpha_v + \rho_{l,y} \cdot \sin^4\alpha_v$ for $0,5 < v_{Ed,y}/v_{Ed,x} < 2$ (8.25b)

— $\rho_l = \rho_{l,y}$ for $v_{Ed,y}/v_{Ed,x} \geq 2$ (8.25c)

where α_v is defined in 8.2.1(5).

(8) In case of distributed loads (except high water- or gas pressure) pushing against the member on the tension side (e.g. distributed gravity loads on the top face of continuous members near intermediate supports, see Figure 8.8, or on cantilevers), the design shear force at the control section may be reduced by ΔV_{Ed} calculated as the sum of the distributed loads acting closer than d from the control section, but not larger than ¼ of the design shear force due to the corresponding distributed load.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

Key

1 control section

Figure 8.8 — Distributed loads pushing on the tension side of the member that may be subtracted from the design shear force V_{Ed}

(9) In case of concentrated forces pushing against each other within a clear distance $d \leq a_q \leq 2d$ (e.g. loads and support forces, see Figure 8.5 for the definition on a_q), the contribution of these forces to the design shear force between them may be multiplied by $0{,}5a_q/d$.

(10) For the design of longitudinal reinforcement, the M_{Ed}-line should be shifted by a distance d in the unfavourable direction. Alternatively, the bending moment may be increased by $d \cdot |V_{Ed}|$.

(11) Concreted-in pipes, pipe bundles or slab inserts in plane of member not perpendicular to the cross section:

— may be neglected if the width and height are less than $d/6$,

— should be taken into account if their width or height is larger than $d/6$. In that case, the effective shear-resisting depth d should be reduced by the highest value of width and depth.

Pipe bundles with clear distance smaller than $0{,}25d$ should be considered as a single opening.

8.2.3 Members requiring design shear reinforcement

(1) The design of members with shear reinforcement should be based on a compression field (Figure 8.9). Limiting values for the angle θ of the inclined compression field in the web are given in (3). Provisions for inclined shear reinforcement are given in (13).

Key

1 compression chord

2 shear reinforcement

3 tension chord

4 struts (compression field)

Figure 8.9 — Model and notation for shear reinforced members

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) The lever arm z for the shear calculation (Figure 8.9) may be assumed as in 8.2.1(3).

Prestressed tendons away from the tension chord may be neglected in calculating the centroid of tensile reinforcement, provided that the reinforcement in the tension chord is sufficient to carry the tensile force F_{td} according to (8).

(3) The inclination of the compression field in the web carrying shear may be selected within the following range:

$$1 \leq \cot\theta \leq \cot\theta_{\min} \tag{8.26}$$

where the cotangens of the minimal inclination of the compression field $\theta_{\min}$ should be for shear reinforcement of ductility class B or C:

— $\cot\theta_{\min} = 2{,}5$ for ordinary reinforced members without axial force;

— $\cot\theta_{\min} = 3{,}0$ for members subjected to significant axial compressive force (average axial compressive stress $\geq |3\ \mathrm{MPa}|$) and provided that the depth of the compression chord x determined from a sectional analysis according to 8.1.1 and 8.1.2 is less than $0{,}25d$. Interpolated values between 2,5 and 3,0 may be adopted for intermediate cases. For very high compressive forces ($x > 0{,}25d$), (11) applies;

— $\cot\theta_{\min} = 2{,}5 - 0{,}1 \cdot N_{\mathrm{Ed}}/|V_{\mathrm{Ed}}| \geq 1{,}0$ for members subjected to axial tension.

For shear reinforcement of ductility class A, $\cot\theta_{\min}$ shall be reduced by 20 %.

(4) The shear stress resistance perpendicular to the longitudinal member axis in case of yielding of the shear reinforcement shall be calculated according to:

$$\tau_{\mathrm{Rd,sy}} = \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} \cdot \cot\theta \tag{8.27}$$

where the shear reinforcement ratio ρ_{w} is defined as:

$$\rho_{\mathrm{w}} = \frac{A_{\mathrm{sw}}}{b_{\mathrm{w}} \cdot s} \tag{8.28}$$

The stress in the compression field in all cross sections shall be verified according to:

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = \tau_{\mathrm{Ed}}(\cot\theta + \tan\theta) \leq \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{8.29}$$

NOTE For the case with simultaneous yielding of the shear reinforcement and failure of the compression field, the shear stress resistance results from the solution of Formulae (8.27) and (8.29) as:

$$\tau_{\mathrm{Rd}} = \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} \cdot \cot\theta \leq \frac{\nu \cdot f_{\mathrm{cd}}}{2} \tag{8.30}$$

where $\cot\theta$ is taken from:

$$\cot\theta_{\min} \geq \cot\theta = \sqrt{\frac{\nu \cdot f_{\mathrm{cd}}}{\rho_w \cdot f_{\mathrm{ywd}}} - 1} \geq 1 \tag{8.31}$$

For the case with simultaneous yielding of the tension chord and failure of the compression field, the shear stress resistance results from the solution of formulae (8.27) and (8.37) with $F_{\mathrm{td}} = A_{\mathrm{st}} \cdot f_{\mathrm{yd}}$.

(5) A value $\nu = 0{,}5$ may be adopted when using the angles of the compression field given in (3).

(6) Angles of the compression field inclination to the member axis lower than $\theta_{\min}$ given in (3) or values of factor ν higher than according to (5) may be adopted provided that the ductility class of the

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

reinforcement is B or C and that the value of factor ν is calculated on the basis of the state of strains of the member according to:

$$\nu = \frac{1}{1{,}0 + 110 \cdot (\varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0{,}001) \cdot \cot^2\theta)} \leq 1{,}0 \tag{8.32}$$

where ε_x is the average strain of the bottom and top chords calculated at a cross section not closer than $0{,}5 \cdot z \cdot \cot\theta$ from a support or a concentrated load:

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_{xt} + \varepsilon_{xc}}{2} \geq 0 \tag{8.33}$$

where, assuming elastic behaviour,

$$\varepsilon_{xt} = \frac{F_{td}}{A_{st} E_s} \tag{8.34}$$

$$\varepsilon_{xc} = \frac{F_{cd}}{A_{cc} E_c} \quad \text{if the flexural compression chord is in compression and} \tag{8.35a}$$

$$\varepsilon_{xc} = \frac{-F_{cd}}{A_{sc} E_s} \quad \text{if the flexural compression chord is in tension } (F_{cd} < 0) \tag{8.35b}$$

where

F_{td} and F_{cd} are the chord forces according to Figure 8.9 and Formulae (8.37) to (8.38);

A_{st} and A_{sc} are the areas of the longitudinal reinforcement in the flexural tension chord and flexural compression chord, respectively;

A_{cc} is the area of the flexural compression chord.

In prestressed members with bonded tendons, the areas of the longitudinal reinforcement A_{st} and A_{sc} may be increased by $A_p(1/2+e_p/z)$ and $A_p(1/2-e_p/z)$, respectively, where the eccentricity of the tendon e_p is positive on the side of the tension chord.

NOTE For high values of $\cot\theta$, the cracking state of the web under serviceability conditions can be governing (see 9.2.4(6)).

(7) In regions where there is no discontinuity of V_{Ed} (e.g. for uniformly distributed loading applied at the top) the shear reinforcement in any length increment $l = z \cdot \cot\theta$ may be calculated using the smallest value of V_{Ed} in the increment (except in members under high water- or gas pressure).

(8) The additional tensile axial force, N_{Vd}, due to shear V_{Ed} may be calculated from:

$$N_{Vd} = |V_{Ed}| \cdot \cot\theta \tag{8.36}$$

This force may be added to both chords so that the chord forces F_{td} and F_{cd} (Figure 8.9) are:

$$F_{td} = \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{Vd} + N_{Ed}}{2} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \tag{8.37}$$

$$F_{cd} = \frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Vd} + N_{Ed}}{2} \tag{8.38}$$

where $M_{Ed,max}$ is the maximum moment along the member and the internal forces (N_{Ed}, V_{Ed} and M_{Ed}) are applied in the centre of the web with a depth z as shown in Figure 8.9. Alternatively, the tension chord may be designed by shifting the M_{Ed}-line according to 12.3.3.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

The force N_{Vd} may also be carried totally or partially by a longitudinal web reinforcement. In this case, the term N_{Vd} in Formulae (8.37) to (8.38) may be reduced accordingly.

(9) For sections with variable width:

— b_w is the smallest width of the cross section between the tension chord and the neutral axis (Figures 8.10a and b)

— the area A_{sw} to be used in Formula (8.28) shall be multiplied by cosδ (refer to Figure 8.10a)).

For circular cross sections:

— the area A_{sw} should be multiplied by the ratio b_w/D_h (refer to Figure 8.10c)), where D_h is the hoop diameter;

— z is based on a section fitted into the circular section as given in Figure 8.10c) where the circular segment with depth x_{sb} is the area of the compression chord and the tension bars within b_w define the tension chord. The width b_w can be chosen freely fulfilling equilibrium and resistance conditions, however not larger than D_h.

Figure 8.10 — Definition of b_w for sections with variable width

(10) Where the web contains ducts with a diameter $\phi_{duct} > \Sigma b_w/8$, the stress in the compression field according to Formula (8.29) and the shear resistance V_{Rd} according to Formulae (8.30) to (8.31) shall be calculated on the basis of a nominal web width given by:

$$b_{w,nom} = b_w - k_{duct}\Sigma\phi_{duct} \tag{8.39}$$

where ϕ_{duct} is the outer diameter of the duct and $\Sigma\phi_{duct}$ is determined for the most unfavourable level. The value of coefficient k_{duct} should be evaluated depending on the material and filling of the duct as:

— $k_{duct} = 0{,}5$ for grouted steel ducts;

— $k_{duct} = 0{,}8$ for grouted plastic ducts with a wall thickness $\leq \max(0{,}035\phi_{duct}; 2\text{ mm})$;

— $k_{duct} = 1{,}2$ for non-grouted ducts, for grouted plastic ducts with a wall thickness $> \max(0{,}035\phi_{duct}; 2\text{ mm})$ or for ducts injected with soft filling material.

The effect of ducts does not need to be considered when checking shear resistance without shear reinforcement unless ducts are not grouted.

(11) For members subjected to design axial compression forces N_{Ed}, a portion of the axial force denoted as N_{Edw} can be resisted by the shear zone (web). If $-N_{Edw} \leq |V_{Ed} \cdot \cot\theta|$, and $\cot\theta$ fulfils the recommended values in (3), the shear zone should be calculated as specified in (4) to (6) while Formula (8.36) be used for calculating the chord forces according to Formulae (8.37) to (8.38) should be replaced by $N_{vd} = V_{Ed} \cot\theta + N_{Edw}$. Otherwise, the design method specified in Annex G should be used for the shear zone.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

For members subjected to high design axial forces, N_{Edw} should be chosen so that the depth of the compression chords (i.e. x_{sb}) carrying $N_{Ed} + N_{Vd}$ and M_{Ed} is not higher than $0{,}25d$.

(12) In cases where concentrated loads are applied at a distance $a_v = z \cdot \cot\beta$ less than $z \cdot \cot\theta$ from a support (Figure 8.11), the shear resistance stress may be enhanced according to:

$$\tau_{Rd} = \nu \cdot f_{cd} \frac{\cot\theta - \cot\beta}{1 + \cot^2\theta} + \rho_w \cdot \cot\beta \cdot f_{ywd} \leq \nu \cdot f_{cd} \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \tag{8.40}$$

NOTE 1 The maximum shear resistance can be calculated by optimization varying $\cot\theta$. For the case of a constant value ν according to (5), the optimum is obtained with

$$\cot\theta = \cot\beta + \sqrt{1 + \cot^2\beta} \leq \cot\theta_{min};$$

for the case of a variable ν according to (6), a reasonable approximation is obtained assuming

$$\cot\theta = 1{,}3 \cdot a/z,$$

but should not be larger than $\cot\theta$ according to Formula (8.31).

Compression field inclinations with $\cot\theta < 1$ are allowed if the yield strength f_{ywd} in Formulae (8.40) and (8.42) is replaced by the stress σ_{swd} in the shear reinforcement according to:

$$\sigma_{swd} = E_s[\cot^2\theta \cdot (\varepsilon_x + 0{,}001) - 0{,}001] \leq f_{ywd} \tag{8.41}$$

where the longitudinal strain ε_x may be calculated according to (6) for a cross section located midway between the support and the load.

In addition to the axial tensile force, N_{Vd}, due to shear V_{Ed} according to Formula (8.36), also following moment ΔM_{Ed} should be added to M_{Ed} to be used in Formulae (8.37) to (8.38):

$$\Delta M_{Ed} = \left(V_{Ed} - \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta\right)\left(\frac{a}{2} + x\right) \tag{8.42}$$

where

a is the distance between the axis of the support and the concentrated force (see Figure 8.11a);

x is the distance between the support and the investigated cross section.

NOTE 2 The increase of chord forces F_{td} and F_{cd} due to shear according to Formulae (8.36) and (8.42) is based on the assumption of a constant compression field inclination θ in the support region. Other solutions respecting equilibrium conditions can be designed according to 8.5 (see Figure 8.26b)).

In case of two or more concentrated forces in the distance $z \cdot \cot\theta$, all potential critical inclinations β according to Figure 8.11a) shall be verified.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) b)

a) in presence of concentrated loads near the supports

b) truss model and notation for members with inclined shear reinforcement

Key

1 compression chord
2 shear reinforcement
3 struts (compression field)
4 tension chord

Figure 8.11 — Definition of inclinations β

(13) For members with inclined shear reinforcement ($45° \leq \alpha_w < 90°$ where α_w is measured positive as shown in Figure 8.11b), Formulae (8.26), (8.27), (8.29) and (8.36) should be replaced respectively by:

$$\tan\frac{\alpha_w}{2} \leq \cot\theta \leq \cot\theta_{min} \tag{8.43}$$

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha_w) \cdot \sin\alpha_w \tag{8.44}$$

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed}\frac{1+\cot^2\theta}{\cot\theta + \cot\alpha_w} \leq \nu \cdot f_{cd} \tag{8.45}$$

$$N_{Vd} = V_{Ed} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha_w) \tag{8.46}$$

Angles $\alpha_w > 90°$ should be avoided. For spiral reinforcement, α_w may be assumed as the average angle of both legs, provided that the difference of the both leg inclinations is not larger than 20°.

Formula (8.40) should be replaced by:

$$\tau_{Rd} = \nu \cdot f_{cd}\frac{\cot\theta - \cot\beta}{1+\cot^2\theta} + \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\beta + \cot\alpha_w)\sin\alpha_w \leq \nu \cdot f_{cd}\frac{\cot\theta + \cot\alpha_w}{1+\cot^2\theta} \tag{8.47}$$

Compression field inclinations with $\cot\theta < \tan(\alpha_w/2)$ are allowed if the yield strength f_{ywd} in Formula (8.47) is replaced by the stress σ_{swd} in the shear reinforcement according to:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\sigma_{\mathrm{swd}} = E_s \left[(\varepsilon_x + 0{,}001) \cdot \frac{(\cot\theta + \cot\alpha_{\mathrm{w}})^2}{1 + \cot^2\alpha_w} - 0{,}001 \right] \leq f_{\mathrm{ywd}} \tag{8.48}$$

8.2.4 In-plane shear and transverse bending

(1) The interaction between shear stress τ_{Ed} and transverse bending m_{Ed} (see Figure 8.12) may be disregarded if $\tau_{\mathrm{Ed}}/\tau_{\mathrm{Rd}} < 0{,}2$ or $m_{\mathrm{Ed}}/m_{\mathrm{Rd}} < 0{,}1$

where

τ_{Rd} is the shear resistance stress limited by crushing of the inclined compression field in the web according to Formula (8.30);

m_{Rd} is the bending resistance without interaction with shear.

(2) The shear resistance stress τ_{Rdm} reduced by the influence of transverse bending, in case of vertical symmetric shear reinforcement, may be assumed as:

$$\tau_{\mathrm{Rdm}} = \tau_{\mathrm{Rd}} \sqrt{1 - \frac{m_{\mathrm{Ed}}}{m_{\mathrm{Rd}}}} \tag{8.49}$$

Alternatively, Annex G may be used.

Key

a) web with shear force V_{Ed} and transverse bending moment m_{Ed}

b) eccentric compression field carrying shear and transverse bending

Figure 8.12 — Interaction between shear and transverse bending

8.2.5 Shear between web and flanges

(1) The longitudinal shear stress, τ_{Ed}, at the junction between one side of a flange and the web may be determined by the change of the axial (longitudinal) force in the part of the flange considered, according to:

$$\tau_{\mathrm{Ed}} = \frac{\Delta F_{\mathrm{d}}}{h_{\mathrm{fl}} \cdot \Delta x} \tag{8.50}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

h_{fl} is the thickness of the flange at the junctions;

Δx is the length under consideration, see Figure 8.13;

ΔF_d is the change of the axial force in the flange over the length Δx.

The maximum value that may be assumed for Δx is half the distance between the section where the moment is 0 and the section where it is maximum. Where point loads are applied, the length Δx may not exceed the distance between point loads.

Key

1 section cut

2 longitudinal bar anchored beyond this projected point (see 8.2.4(7))

3 struts

Figure 8.13 — Notations for the connection between flange and web

(2) In case the following condition is satisfied, further verification of the shear between web and flanges may be omitted and no extra reinforcement above that for transverse bending is required:

$$\tau_{Ed} \leq \frac{A_{s,min}}{s_f \cdot h_f} \cdot f_{yd} \tag{8.51}$$

where $A_{s,min}$ is the minimum transverse reinforcement according to Table 12.1(NDP).

(3) In cases not complying with Formula (8.51), the shear strength of the flange may be calculated by considering the flange as a system of compressive field combined with ties in the form of tensile reinforcement (see Figure 8.13). The inclination of the compression field in the flanges with respect to the longitudinal axis may be selected within the following range:

— $1 \leq \cot\theta_f \leq 3{,}0$ in compression flanges (8.52a)

— $1 \leq \cot\theta_f \leq 1{,}25$ in tension flanges (8.52b)

(4) The transverse reinforcement in the flange A_{sf} may be determined as follows:

$$\tau_{Ed} \leq \frac{A_{sf}}{s_f \cdot h_f} \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta_f \tag{8.53}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

To prevent crushing of the compression field in the flange, the following condition should be satisfied:

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = \tau_{\mathrm{Ed}}(\cot\theta_{\mathrm{f}} + \tan\theta_{\mathrm{f}}) \leq \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{8.54}$$

where the following strength reduction factor may be used:

$$\nu = 0{,}5 \tag{8.55}$$

(5) Lower angles of the inclined compression field in the tensile flange than those given in (3) may be adopted provided the value of factor ν is calculated on the basis of the state of strains of the member according to Formula (8.32) where ε_{x} is the longitudinal strain in the tensile flange and may be estimated as:

$$\varepsilon_{\mathrm{x}} = \frac{F_{\mathrm{td}}}{A_{\mathrm{st}} E_{\mathrm{s}}} \geq 0 \tag{8.56}$$

where A_{st} and F_{td} are the area of the longitudinal reinforcement and the force in the tension chord, respectively (refer to 8.2.3(8)).

(6) The influence of transverse bending may be addressed according to 8.2.4 or Annex G. Alternatively, the reinforcement in the flange may be designed as follows:

— if reinforcement is placed only in the tension zone due to transverse bending, the area of the steel should be the greater among that required for bending and that required for shear;

— if the reinforcement is symmetrically distributed (stirrups with two branches), the area of each branch should be the greater among that required for bending and that required for shear.

(7) Longitudinal tension reinforcement in the flange should be anchored beyond the strut required to transmit the force back to the web at the section where this reinforcement is required (see section cut 1–1 of Figure 8.13).

8.2.6 Shear at interfaces

(1) This clause shall be applied where the static equilibrium depends on shear transfer across a given interface, such as: an interface between two concretes cast at different times or an interface between concrete and a similar material (e.g. concrete cast on rock surfaces).

(2) For very rough interfaces with sufficiently anchored minimum reinforcement according to 12.2.2 crossing the interface at an angle according to Figure 8.15b), the verification may be omitted. The roughness of the interfaces is defined in (6).

(3) The shear stress at the interface should satisfy the following condition:

$$\tau_{\mathrm{Edi}} \leq \tau_{\mathrm{Rdi}} \tag{8.57}$$

where

τ_{Rdi} is the design shear resistance at the interface. If no reinforcement across the interface is required or if the required reinforcement across the interface is sufficiently anchored, τ_{Rdi} should be calculated by Formula (8.60). In other cases according to (7), Formula (8.61) should be used.

(4) The design value of the shear stress in an interface should be taken as:

$$\tau_{\mathrm{Edi}} = \frac{V_{\mathrm{Edi}}}{A_{\mathrm{i}}} \tag{8.58}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

V_{Edi} is the shear force acting parallel to the interface;

A_i is the area of the interface according to Figure 8.14. For keyed interfaces, A_i should be based on either the key area A_1 or $(A_2 + A_3)$ according to Figure 8.14 whichever is critical.

The longitudinal shear stress between concrete interfaces due to composite action may be taken as:

$$\tau_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} \tag{8.59}$$

where

β is the ratio of the longitudinal force in the new concrete area and the total longitudinal force either in the compression or tension zone, both calculated for the section considered;

V_{Ed} is the shear force acting perpendicular to the interface;

z is the lever arm of composite section;

b_i is the width of the interface.

Figure 8.14 — Examples of interfaces

(5) The design shear stress resistance at the interface for situations without reinforcement across the interface or if the required reinforcement across the interface is anchored for $\sigma_{sd} = f_{yd}$ may be taken as:

$$\tau_{Rdi} = c_{v1} \sqrt{(f_{ck})}/\gamma_C + \mu_v \sigma_n + \rho_i f_{yd} (\mu_v \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0{,}25 f_{cd} \tag{8.60}$$

where

f_{ck} is the lowest compressive strength of the concretes at the interface;

σ_n is the compressive stress over the interface area A_i caused by the minimum external axial force across the interface that acts simultaneously with the shear force. Permanent stresses caused by confinement of surrounding structural parts may be taken into account. When σ_n is a compressive stress σ_n shall not be taken larger than $0{,}60 f_{cd}$.

When σ_n is a tensile stress $\mu_v \cdot \sigma_n$ shall be taken as 0;

ρ_i $= A_{si}/A_i$;

A_{si} is the cross sectional area of bonded reinforcement crossing the interface and anchored for $\sigma_{sd} = f_{yd}$, including ordinary shear reinforcement (if any), with adequate anchorage according to 11.4 at both sides of the interface. Tensile forces across interfaces shall be carried by reinforcement placed additional to the interface reinforcement A_{si};

α_i is defined in Figure 8.15b), and is limited to $35° \leq \alpha \leq 90°$; except for very smooth surfaces, where $35° \leq \alpha \leq 90°$;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

c_{v1} and μ_v are factors which depend on the roughness of the interface (see Table 8.1 and (6)). The formula assumes the contact surface to be clean and free of laitance, dust or other adhesion-reducing particles.

Table 8.1 — Coefficients depending on the roughness of the surface

	Formula (8.60)		Formula (8.61)		
Surface roughness	c_{v1}	μ_v	c_{v2}	k_v	k_{dowel}
very smooth	0,009 5[a]	0,5	0	0	1,5
smooth	0,075[a]	0,6	0	0,5	1,1
rough	0,15[a]	0,7	0,075[a]	0,5	0,9
very rough	0,19[a]	0,9	0,15[a]	0,5	0,9
keyed [b]	0,37	0,9	—	—	—

[a] When the interface is subjected to tensile stresses caused by external axial force in perpendicular direction: $c_{v1} = 0$ or $c_{v2} = 0$.

[b] The factors for keyed interfaces shall be applied for the area of each key considering its concrete strength.

(6) The roughness of the concrete interfaces may be classified as follows:

very smooth: a surface cast against steel, plastic or specially prepared wooden moulds;

smooth: a surface with less than 3 mm roughness (from peak to valley), e.g. a free surface left without further treatment after compacting;

rough: a surface with at least 3 mm roughness (from peak-to-valley maximum 40 mm spacing), achieved by raking, exposing of aggregate or other methods according to Figure 8.15a);

very rough: a surface with at least 6 mm roughness (from peak-to-valley maximum 40 mm spacing), achieved by raking, exposing of aggregate or other methods according to Figure 8.15a);

keyed: a surface with shear keys complying with Figure 8.15c).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dimensions in millimetres

a) Rough/very rough interfaces

Shear reinforcement: $45° \leq \alpha \leq 90°$

Interface reinforcement: $35° \leq \alpha \leq 90°$

b) Shear/interface reinforcement

c) Keyed interfaces

Key

a roughness by raking

b roughness by exposed aggregates

c anchorage

$0{,}5 \leq h_1/h_2 \leq 2{,}0$; Area of key: $A_i = b_{i,eff} \cdot l_{i,eff}$

Figure 8.15 — Classification of interfaces and definition of interface reinforcement

(7) If yielding of the required reinforcement crossing the interface is not ensured, due to insufficient anchorage (e.g. toppings) the shear stress resistance is given by:

$$\tau_{Rdi} = c_{v2} \sqrt{(f_{ck})}/\gamma_C + \mu_v \sigma_n + k_v \rho_i f_{yd} \mu_v + k_{dowel} \rho_i \sqrt{(f_{yd} f_{cd})} \leq 0{,}25 f_{cd} \quad (8.61)$$

where

c_{v2}, k_v, k_{dowel} are factors which depend on the roughness of the interface (see Table 8.1 and (6));

μ_v, σ_n ν as defined in (6).

If the distance of an intersecting reinforcing bar to an edge in the direction of the acting shear force is less than 10ϕ, the coefficient for dowel action of reinforcement (last term in Formula (8.61)) should be taken as $k_{dowel} = 0$. The interface reinforcement should be anchored for a stress of at least $0{,}5 f_{yd}$ with a minimum length of embedment of 8ϕ if no other methods of anchorage than by straight bars are applied.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

In the case of horizontal shear transfer in slab members with cast-in-place toppings and rough or very rough interfaces, the coefficient c_{v2} may be increased by a factor of 1,2 for determining the design value τ_{Rdi} of the interface shear resistance.

(8) The longitudinal shear resistance of grouted joints between (precast) slab or wall elements may be calculated from Formula (8.60). However, in cases where the joint can be significantly cracked, for very smooth, smooth and rough interfaces, c_{v1} should be taken as zero, for very rough interfaces $c_{v1} = 0{,}19$ and for keyed joints $c_{v1} = 0{,}37$ according to Table 8.1 (see also 10.7 in case of fatigue).

(9) If interface reinforcement in composite slabs is required, the spacing between the reinforcing bars crossing the interface shall not exceed the following:

— shear transfer direction: $2{,}5h \leq 300$ mm, where h is the depth of the slab,

— perpendicular to shear transfer direction: $5h \leq 750$ mm (≤ 375 mm to the edge).

Along edges of composite slabs where delamination of the topping cannot be prevented by permanent loads (e.g. from walls), the minimum interface reinforcement per unit length along the edge should be calculated by:

$$a_{s,min} = t_{min} f_{ctm}/f_{yk} \tag{8.62}$$

where

t_{min} smaller value of the thickness of new and old concrete layer;

f_{ctm} tensile strength of respective concrete layer.

(10) When reinforcement is required across the interface to satisfy Formulae (8.60) or (8.61), a simplified "step approach" may be used, taking care that each step has a maximum length of $2d$ for linear and $3d$ for planar members. The spacing of the bars should be designed to ensure that $\tau_{Rdi} > \tau_{Edi}$ calculated in the central point of each step, complying with the spacing requirements defined above.

8.3 Torsion and combined actions

8.3.1 General considerations for torsion

(1) Where a specific stiffness has been considered in the analysis according to 7.1(6), the corresponding internal forces shall be considered in design. If a specific stiffness was neglected in the analysis, e.g. torsional stiffness, then normally the corresponding internal forces, e.g. torque, may be neglected at the ultimate limit state. In such cases, a minimum reinforcement, given in 12.2 and 12.5, in the form of stirrups and longitudinal bars should be provided in order to prevent excessive cracking.

(2) Solid sections may be modelled as equivalent thin-walled sections. Complex shapes, such as T-sections, may be divided into a series of sub-sections, each one of which is modelled as an equivalent thin-walled section. Each thin-walled section may be designed separately according to 8.3.2.

(3) For the purpose of reinforcement design, the distribution of the acting torsional moments over the sub-sections may be in proportion to their uncracked torsional stiffnesses or, alternatively, in proportion to their maximum possible torsional capacity according to Formula (8.68) assuming the same strut inclination for all sub-sections.

8.3.2 Internal forces due to torsion in compact or closed sections

(1) For closed thin-walled sections and solid sections, warping torsion may normally be ignored.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) The shear stress in a wall of a section subject to a pure torsional moment T_{Ed} may be calculated from:

$$\tau_{\mathrm{t,i}} = \frac{T_{\mathrm{Ed}}}{2A_{\mathrm{k}} \cdot t_{\mathrm{eff,i}}} \tag{8.63}$$

where

A_{k} is the area enclosed by the centre-lines of the connecting walls, including inner hollow areas;

$\tau_{\mathrm{t,i}}$ is the torsional shear stress in wall i;

$t_{\mathrm{eff,i}}$ is the effective wall thickness. It may be taken as A/u, but should not be taken as less than twice the distance between the outer concrete surface and the centre of the longitudinal reinforcement. For hollow sections the real thickness is an upper limit;

A is the total area of the cross section within the outer perimeter, including inner hollow areas;

u is the outer perimeter of the cross section.

Key

1 centre line
2 outer edge of effective cross section, circumference u
3 cover
4 torsional web reinforcement A_{sw}

Figure 8.16 — Notations and definitions used in 8.3

(3) The shear force $V_{\mathrm{Ed,i}}$ in a wall element i due to torsion may be taken as:

$$V_{\mathrm{Ed,i}} = \tau_{\mathrm{t,i}}\, t_{\mathrm{eff,i}}\, z_{\mathrm{i}} \tag{8.64}$$

where

z_{i} is the side length of wall i defined by the distance between the intersection points with the adjacent walls.

8.3.3 Internal forces due to torsion in open sections

(1) In open thin walled members it may be necessary to consider warping torsion. In this case the different parts of the section should be designed according to the rules for bending and longitudinal axial force in 8.1 and shear in 8.2.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

8.3.4 Torsional resistance of compact or closed sections

(1) For a single cell, thin-walled section or a sub-section with constant effective wall thickness t_{eff}, the design torsional capacity may be calculated as:

$$\tau_{\text{t,Rd}} = \min\{\tau_{\text{t,Rd,sw}}; \tau_{\text{t,Rd,sl}};\ \tau_{\text{t,Rd,max}}\} \tag{8.65}$$

where $\tau_{\text{Rd,sl}}$, $\tau_{\text{Rd,sw}}$ and $\tau_{\text{t,Rd,max}}$ are torsional sresses given by Formulae (8.65) to (8.68) and determined on the basis of Annex G.

(2) The torsional capacity when governed by yielding of the longitudinal reinforcement $\tau_{\text{t,Rd,sl}}$ or the shear reinforcement $\tau_{\text{t,Rd,sw}}$ may be calculated as

$$\tau_{\text{t,Rd,sw}} = \cot\theta \frac{A_{\text{sw}}}{t_{\text{eff}} \cdot s} f_{\text{ywd}} \tag{8.66}$$

and

$$\tau_{\text{t,Rd,sl}} = \frac{\sum A_{\text{sl}} f_{\text{yd}}}{t_{\text{eff}} u_{\text{k}} \cot\theta} \tag{8.67}$$

where

u_{k} is the perimeter of the area A_{k};

f_{yd} is the design yield stress of the longitudinal reinforcement A_{sl};

$\Sigma A_{\text{sl}} f_{\text{yd}}$ is the yield force of the longitudinal reinforcement, that may be included in the calculation of the torsional capacity. The amount of longitudinal reinforcement considered in Formula (8.60) should have a resultant tensile force that acts at the centroid of the equivalent thin-walled closed cross section. The reinforcement should generally be distributed according to 12.2.3(9);

f_{ywd} is the design yield stress of the shear reinforcement;

A_{sw} is the cross sectional area of the shear reinforcement within the effective wall thickness in Figure 8.16;

s is the spacing (in the longitudinal direction) between the shear reinforcement A_{sw};

θ is the angle of compression field with respect to the longitudinal axis.

(3) The torsional strength, when governed by crushing of the compression field in concrete, may be calculated from:

$$\tau_{\text{t,Rd,max}} = \frac{\nu \cdot f_{\text{cd}}}{\cot\theta + \tan\theta} \tag{8.68}$$

where ν may be determined by the formulae in Annex G. A value of $\nu = 0{,}40$ may be used generally.

(4) The inclination of the concrete strut to be used in Formulae (8.66) to (8.68) should for usual cases, and when $\nu = 0{,}40$ is adopted, be chosen within the following range:

$$\frac{1}{\cot\theta_{\text{min}}} \leq \cot\theta \leq \cot\theta_{\text{min}} \tag{8.69}$$

where $\cot\theta_{\text{min}}$ is defined in 8.2.3(3).

(5) When at the same time $b_{\text{max}}/b_{\text{min}} < 1{,}5$ and $c > 0{,}07 \cdot b_{\text{min}}$ calculations of the torsional capacity should be based on a reduced cross section with reduced cover equal to $0{,}07 b_{\text{min}}$.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

where

c is the concrete cover to stirrups;

b_{min}; b_{max} are the minimum and maximum side lengths of the section (sub-section) in Figure 8.16.

NOTE This reduction accounts for a risk for partial spalling of the cover.

8.3.5 Design procedure for combination of actions

(1) Design for combined action of torsion, bending, shear and axial forces may follow:

— the procedure of designing individual wall elements according to (2) or, alternatively,

— a simplified procedure based on interaction formulae as presented in 8.3.6.

(2) The design procedure for combination of actions may be based on a thin-walled closed section complying with 8.3.2, in which the sectional forces and moments are replaced by a statically equivalent set of normal- and shear stress distributions. The distribution of normal and shear stresses may be determined by conventional elastic or plastic methods. Calculation of the reinforcement and check of compression in the concrete struts in each individual wall may use the formulae of Annex G, or 8.2.3.

(3) For solid sections, if beneficial, a portion of the axial force and the shear force may also be distributed to the solid core inside the thin-walled section.

8.3.6 Interaction formula

(1) A simplified and conservative verification of the resistance of cross sections subjected to combination of internal forces may be performed based on the following linear criterion:

$$\sum \left(\frac{S_{Ed}}{S_{Rd}}\right)_i \leq 1{,}0 \tag{8.70}$$

(2) The S_{Ed}/S_{Rd}-ratios for shear actions and for the corresponding bending moments need not be inserted simultaneously in Formula (8.70) provided that the bending moment capacity is based on the area of reinforcement that does not include allowance for resisting N_{vd} according to 8.2.3(8). In this case, two separate verifications may be carried out considering the following combinations:

a) bending, torsion and axial force; and

b) shear, torsion and axial force.

(3) Alternatively, other safe approximations of the interaction diagram established on the basis of 8.3.5(2) are allowed.

8.4 Punching

8.4.1 General

(1) The rules in 8.4 complement those given in 8.2 and cover punching shear in solid slabs and waffle slabs with solid areas over supporting areas (columns, capitals, shearheads, walls). The rules presented hereafter for supporting areas apply by analogy to loaded areas of planar members and foundations (column bases).

(2) The punching shear resistance shall be verified according to the following procedure:

(i) Detailed verification of the punching shear resistance may be omitted, provided that the following condition is satisfied outside the control perimeter:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min} \quad \text{according to 8.2.1(4)} \tag{8.71}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(ii) Punching shear reinforcement may be omitted when the following condition is satisfied:

$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$ according to 8.4.3 (8.72)

(iii) Where $\tau_{Ed} > \tau_{Rd,c}$ punching shear reinforcement is required and the maximum punching shear resistance at the control perimeter may not be exceeded:

$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$ according to 8.4.4(3) (8.73)

(iv) The punching shear reinforcement should be provided to satisfy the following condition:

$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs}$ according to 8.4.4 and complying with the detailing rules of 12.4.2. (8.74)

(v) If shear reinforcement is required, a further control perimeter where shear reinforcement is no longer required shall be checked according to 8.4.4(4).

8.4.2 Shear-resisting effective depth, control perimeter and shear stress

(1) The shear-resisting effective depth of the slab d_v should be taken as the distance from the supporting area to the average level of the reinforcement layers, see Figure 8.17.

$$d_v = \frac{d_{vx} + d_{vy}}{2} \tag{8.75}$$

NOTE 1 For d_{vx} and d_{vy} the nominal effective depth d_{nom} or the design value d_d can be used (see A(6)). A National Annex can give advice for using d_d.

a) Direct support b) Hanging support with penetration c) Penetration by direct support

Key

1 control perimeter

Figure 8.17 — Shear-resisting effective depth of the slab d_v considering effective level of supporting area

NOTE 2 Figure 8.17c) shows the case where the column penetrates into the slab. This is only to account for in the punching shear calculation when the penetration is larger than $d/20$ (see also tolerance according to EN 13670).

(2) The control perimeter may normally be taken at a distance $0{,}5d_v$ from the face of supporting area and should be constructed so as to minimise its length $b_{0,5}$ (see Figure 8.18). For the calculation of the punching shear resistance, also the perimeter b_0 at column edge minimised according to Figures 8.18(c), (d) and (e) is used.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Key

1 control perimeter

2 supporting area

3 slab edge

Figure 8.18 — Typical control perimeters $b_{0,5}$ and perimeters b_0 around supporting areas

(3) The effect of concentration of the shear forces at the corners of large supporting areas may be taken into account by reducing the control perimeter assuming that the length of its straight segments does not exceed $3d_v$ for each edge (refer to reduced control perimeter length shown in Figure 8.19a). In large columns, without a detailed analysis, only the reduced control perimeter according to Figure 8.19a) should be accounted for. In wall ends and wall corners, the load carried by the supporting areas defined in Figures 8.19b) and c) should be verified for punching resistance whereas the load carried outside the supporting areas should be verified for shear according to 8.2.1 and 8.2.2.

Key

1 control perimeter

2 supporting area

3 inserts

Figure 8.19 — Length of control perimeter $b_{0,5}$ around large supporting areas and near openings and inserts

(4) The effect of openings or inserts at a shortest distance to the control perimeter $> 5d_v$ may be neglected. Otherwise, the part of the control perimeter contained between the two tangents drawn to the outline of the opening from the centre of the loaded area should be considered to be ineffective (refer to Figures 8.19d) and e)).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) In the case of slabs with variable depth, control perimeters at a greater distance from the supported area should be checked and the one leading to the lowest strength should be selected. The corresponding shear-resisting effective depth d_v may be determined according to Figure 8.20.

a) flat slabs b) ground slabs

Key

1 control perimeter 1

2 control perimeter 2

Figure 8.20 — Control perimeter and shear-resisting effective depth of members with variable depth

(6) The design shear stress τ_{Ed} may be calculated as:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_{Ed}}{b_{0,5} \cdot d_v} \tag{8.76}$$

where

V_{Ed} is the design shear force at the relevant control perimeter (all favourable loads acting on the tensile side of the planar member, soil reactions on foundations and ground slabs and the deviation forces in post-tensioned slabs inside the control perimeter may be deducted from the shear force at centre of supported area to calculate the design shear force at control perimeter V_{Ed}). In the case of foundations or ground slabs without shear reinforcement, the soil reaction σ_{gd} may be deduced up to a distance of $0{,}67d_v$ from the column;

β_e is a coefficient accounting for concentrations of the shear forces, which may be adopted from Table 8.3. The approximated values for internal, edge and corner columns may be used only if all following conditions are fulfilled:

— the lateral stability does not depend on frame action of slabs and columns,

— the adjacent spans do not differ in length more than 25 %,

— the slab is only under uniformly distributed loads,

— the moment transferred to the edge and corner columns are not larger than $M_{td,max} = 0{,}25b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}$ where width b_e is defined in Figure 8.21c).

Otherwise, the refined values should be adopted. The refined values may also be applied in cases complying with the conditions above for a more refined calculation;

$b_{0,5}$ is the length of the control perimeter.

NOTE For d_v according to Formula (8.75) the nominal effective depth d_{nom} or the design value d_d for d_{vx} and d_{vy} can be used (see A(6)). A National Annex can give advice for using d_d.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 8.3 — Coefficients β_e accounting for concentrations of the shear forces

Support	Approximated	Refined[a]	
internal columns	$\beta_e = 1{,}15$	$\beta_e = 1 + 1{,}1\dfrac{e_b}{b_b}$	where $e_b = \sqrt{e_{b,x}^2 + e_{b,y}^2}$
edge columns	$\beta_e = 1{,}4$		where $e_b = 0{,}5\lvert e_{b,x}\rvert + \lvert e_{b,y}\rvert$
corner columns	$\beta_e = 1{,}5$		where $e_b = 0{,}27(\lvert e_{b,x}\rvert + \lvert e_{b,y}\rvert) \leq 0{,}45 \cdot b_b$
ends of walls	$\beta_e = 1{,}4$		
corners of walls	$\beta_e = 1{,}2$		

[a] $e_{b,x}$, $e_{b,y}$ are the components of the eccentricity of the resultant of shear forces with respect to the centroid of the control perimeter which may be simplified replacing parts of circles by corners (see Figure 8.21a)) and where the straight segments are not limited to $3d_v$ according to (3);

b_b is the geometric mean of the minimum and maximum overall widths of the control perimeter shown in Figure 8.21b):

$$b_b = \sqrt{b_{b,min} \cdot b_{b,max}}$$

a) b) c)

a) definition of eccentricity e_b

b) definition of overall widths of control perimeter $b_{b,min}$ and b_{bmax}

c) definition of width b_e for an edge columns

Key

V_{Ed} resultant of shear forces

1 simplified control perimeter for calculating its centroid

2 centroid of full control perimeter

3 slab edge

4 column

5 control perimeter

Figure 8.21 — Eccentricity and control perimeter at edge columns for Table 8.3

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(7) The design shear stress τ_{Ed} may also be calculated directly from a detailed analysis of the shear stress distribution along the control perimeter as:

$$\tau_{\mathrm{Ed}} = \frac{v_{\mathrm{Ed}}}{d_{\mathrm{v}}} \tag{8.77}$$

where the shear force per unit width v_{Ed} may be averaged according to 8.2.1(6).

NOTE For d_{v} see 8.4.2(6).

(8) In cases where significant concentrated loads ($\geq 0{,}2V_{\mathrm{Ed}}$) are applied near the supported area (closer than $3d_{\mathrm{v}}$ from the control perimeter) or for cases not covered by (6) to (7), the design shear stress τ_{Ed} (average value over the depth) may be calculated at the location of the control perimeter by using a method accounting for equilibrium and compatibility conditions of the slab (for instance, linear elastic analysis).

(9) In case of concentrations of shear forces, the maximum value may be averaged over a width not larger than $2d_{\mathrm{v}}$ on both sides from the peak of the shear force.

8.4.3 Punching shear resistance of slabs without shear reinforcement

(1) The design punching shear stress resistance shall be calculated as follows:

$$\tau_{\mathrm{Rd,c}} = \frac{0{,}6}{\gamma_{\mathrm{V}}} \cdot k_{\mathrm{pb}} \left(100\, \rho_{\mathrm{l}} \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{\mathrm{dg}}}{d_{\mathrm{v}}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0{,}6}{\gamma_{\mathrm{V}}} \cdot \sqrt{f_{\mathrm{ck}}} \tag{8.78}$$

where

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{\mathrm{l,x}} \cdot \rho_{\mathrm{l,y}}} \tag{8.79}$$

$\rho_{\mathrm{l,x}}, \rho_{\mathrm{l,y}}$ are reinforcement ratios of bonded flexural reinforcement in the x- and y-directions respectively. The values of $\rho_{\mathrm{l,x}}$ and $\rho_{\mathrm{l,y}}$ should be calculated as mean values over the width b_{s} defined in Figure 8.22.

d_{dg} is defined in 8.2.1(4);

k_{pb} is the punching shear gradient enhancement coefficient that may be calculated as:

$$1 \leq k_{\mathrm{pb}} = 3{,}6\sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0,5}}} \leq 2{,}5 \tag{8.80}$$

d_{v} is calculated according to 8.4.2(1).

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) internal b) edge c) corner columns

Figure 8.22 — Definition of width b_s

(2) For distances between the centre of the support area and the point of contraflexure in the considered load combination a_p smaller than $8d$, the value of d_v in Formula (8.78) may be replaced by:

$$a_{pd} = \sqrt{\frac{a_p}{8} \cdot d_v} \tag{8.81}$$

where

$$a_p = \sqrt{a_{p,x} \cdot a_{p,y}} \geq d_v \tag{8.82}$$

$a_{p,x}$, $a_{p,y}$ are the maximum distances from the centroid of the control perimeter (which may be simplified according to Figure 8.21a) to the two points (on the x- and on the y-axis, respectively) where the bending moments $m_{Ed,x}$, respectively $m_{Ed,y}$, are zero. The distances a_{px} and a_{py} may be calculated according to (3) or using a linear elastic (uncracked) model. The local coordinate system (x,y) has its origin at the centre of the support area and coincides with the reinforcement directions (principal directions in case of layers which are not orthogonal).

(3) For regular flat slabs where the lateral stability does not depend on frame action between the slabs and the columns and that respect the condition $0{,}5 \leq L_x/L_y \leq 2$, the value of a_p may be approximated as $a_{px} \approx 0{,}22L_x$ or $a_{py} \approx 0{,}22L_y$ for the x- and y directions, respectively. For different span lengths in continuous slabs, the largest span length of the bays adjacent to the considered column should be accounted for. For corner columns and for the direction perpendicular to the edge in case of edge columns, a safe estimate of a_p may be obtained considering the spans in both directions of the edge bay.

(4) For slabs with axial forces and for prestressed slabs, the value of k_{pb} of Formula (8.80) may be multiplied by the coefficient k_{pp}:

$$k_{pp} = k_N \quad \text{for compressive axial forces (e.g. prestressing)} \tag{8.83}$$

$$k_{pp} = 1/k_N \quad \text{for tensile axial forces} \tag{8.84}$$

$$k_N = \sqrt{1 + 1{,}2 \cdot \frac{b_{0,5}}{\mu_p \cdot d_v} \frac{|\sigma_d|}{\sqrt{f_{ck}}}} \tag{8.85}$$

where σ_d is the average normal stress over the width b_s defined in Figure 8.22.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

In case different axial stresses act in two directions, an average value

$$k_{\mathrm{pp}} = \sqrt{k_{\mathrm{pp,x}} \cdot k_{\mathrm{pp,y}}} \tag{8.86}$$

may be adopted, where $k_{\mathrm{pp,x}}$ and $k_{\mathrm{pp,y}}$ are the coefficients accounting for the presence of axial stresses in the x- and y-directions.

For prestressed slabs with eccentric tendons, the beneficial effect of the tendon's eccentricity on the tensile side of the planar member may be considered with:

$$k_{\mathrm{N}} = \sqrt{1 + 1{,}2 \cdot \frac{b_{0,5}}{\mu_{\mathrm{p}} \cdot d_{\mathrm{v}}} \frac{|\sigma_{\mathrm{d}}|}{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}} \left(1 + 6\frac{e_{\mathrm{p}}}{d}\right)} \tag{8.87}$$

where e_{p} is the eccentricity of the tendons at axis of the supported area with the respect to the centre of gravity of the cross section to be considered as positive for tendons on the tensile side. For statically indeterminate slabs, the effect of hyperstatic moments due to prestressing should be considered by reducing the tendons eccentricity accordingly.

For prestressed slabs with bonded tendons, the effective depth d_{v} and the flexural reinforcement ratio ρ_{l} to be used in Formula (8.78) should be calculated according to 8.2.2(6) in both directions and averaged using Formulae (8.75) and (8.79).

The negative influence of tensile forces in the slab shall be accounted for ($k_{\mathrm{pp}} < 1{,}0$).

8.4.4 Punching shear resistance of slabs with shear reinforcement

(1) Where shear reinforcement is required, it should be calculated in accordance to:

$$\tau_{\mathrm{Rd,cs}} = \eta_{\mathrm{c}} \cdot \tau_{\mathrm{Rd,c}} + \eta_{\mathrm{s}} \cdot \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} \geq \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} \tag{8.88}$$

where

$$\eta_{\mathrm{c}} = \frac{\tau_{\mathrm{Rd,c}}}{\tau_{\mathrm{Ed}}} \tag{8.89}$$

$$\eta_{\mathrm{s}} = \frac{d_{v}}{150\phi_{\mathrm{v}}} + \left(15\frac{d_{\mathrm{dg}}}{d_{\mathrm{v}}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{\eta_{\mathrm{c}} \cdot k_{\mathrm{pb}}}\right)^{3/2} \leq 0{,}8 \tag{8.90}$$

Where d_{dg} is defined in 8.2.1(4)

$$\rho_{w} = \frac{A_{\mathrm{sw}}}{s_{r} \cdot s_{t}} \quad \text{is the shear reinforcement ratio at the investigated control perimeter} \tag{8.91}$$

A_{sw} is the area of one leg of shear reinforcement;

s_{r} is the radial spacing of shear reinforcement ($s_{\mathrm{r}} = s_1$, see Figure 8.24); for evenly distributed shear reinforcement fulfilling the requirements of 12.4.2, ρ_{w} may be calculated directly on the basis of the spacing in both directions. Where single bent up bars are used, $s_{\mathrm{r}} = 0{,}67d_{\mathrm{v}}$ may be assumed;

s_{t} is the average tangential spacing of perimeters of shear reinforcement measured at the investigated control perimeter (length of control perimeter divided by number of intersecting rows in case of shear reinforcement placed in cruciform or radial arrangement).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Where inclined shear reinforcement is used:

— term ρ_w in Formula (8.89) may be multiplied by the factor $(\sin\alpha_w + \cos\alpha_w)$;

— coefficient η_s calculated according to Formula (8.91) may be multiplied by the factor $(\sin\alpha_w + \cos\alpha_w) \cdot \sin\alpha_w$ (but respecting that $\eta_s \leq 0{,}8$).

(3) The punching shear resistance shall be limited to a maximum of:

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} \tag{8.92}$$

where a coefficient η_{sys} according to Formula (8.93) accounting for the performance of punching shear reinforcing systems may be used:

$$\eta_{sys} = 1{,}15\frac{d_{sys}}{d_v} + 0{,}63\left(\frac{b_0}{d_v}\right)^{1/4} - 0{,}85\frac{s_0}{d_{sys}} \tag{8.93}$$

where d_{sys} and s_0 are defined in Figure 8.23. For variable distance s_0, the average over the control perimeter should be used in Formula (8.93).

Where specific products are used as shear reinforcement, η_{sys} shall be determined by testing in accordance with the applicable European Assessment Document (EAD).

The maximum punching shear resistance $\tau_{Rd,max}$ of internal columns may be multiplied by η_{pb} considering compressive membrane action provided that:

— no significant openings, inserts or slab edges are present at a distance less than $5d_v$ from the control perimeter $b_{0,5}$; and

— coefficient η_{pb} is not already considered in $\tau_{Rd,c}$ according to I.8.5.1(1).

NOTE The factor is η_{pb} =1,0 for new structures and η_{pb} according to I.8.5.1(1) for existing structures unless a National Annex gives different values.

a) See details in b) to d) b) Top of head c) Level of axis of reinforcement inside the bend d) Limit of bend

Figure 8.23 — Definition of parameter d_{sys}

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) The outer control perimeter at which shear reinforcement is not required ($b_{0,5,\mathrm{out}}$, see Figure 8.24) should be calculated as:

$$b_{0,5,\mathrm{out}} = b_{0,5} \cdot \left(\frac{d_{\mathrm{v}}}{d_{\mathrm{v,out}}} \cdot \frac{1}{\eta_{\mathrm{c}}} \right)^{3/2} \tag{8.94}$$

where

$d_{\mathrm{v,out}}$ is the outer shear-resisting effective depth according to Figure 8.24;

η_{c} as defined in Formula (8.89).

The outermost perimeter of shear reinforcement should be placed at a distance not greater than $0{,}5d_{\mathrm{v,out}}$ from the outer control perimeter according to Figure 8.24.

a) radial arrangements

b) cruciform arrangements

c) shear-resisting effective depth for stirrups and studs

d) shear-resisting effective depth for bent up bars

e) details of the levels where $d_{\mathrm{v,out}}$ should be measured

Key

X	outer control perimeter	3	limit of bends
1	supporting area (column or wall end)	4	bottom of head
2	transverse reinforcement	5	level of axis of reinforcement inside the bend

Figure 8.24 — Control perimeters outside of the shear reinforcement region

8.5 Design with strut-and-tie models and stress fields

8.5.1 General

(1) Strut-and-tie models or stress fields should be used for design and verification of discontinuity regions (i.e. regions where the strain state distribution is not linear such as near concentrated loads or geometric discontinuities) in absence of specific provisions elsewhere in this code or of alternative refined analyses.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

NOTE All provisions of 8.2.3 to 8.2.5 and 8.3 and Annex G are consistent with the rules given of 8.5. Linear members with shear reinforcement and without discontinuities can thus also be designed for bending, shear and torsion with the provisions of 8.5.

(2) The provisions in 8.5 are applicable without a verification of the deformation capacity provided that the following conditions are fulfilled:

— the member contains a minimum reinforcement according to Clause 12 or the development of uncontrolled cracks is avoided by other means;

— the reinforcement complies with the details according to Clauses 11 and 12;

— the reinforcing steel is either ductility Class B or C.

(3) Strut-and-tie models and stress fields aim at a representation of the stress state in a cracked concrete structure. They shall be in equilibrium with the external actions and shall satisfy strength conditions. They consist of:

— struts in strut-and-tie models which are idealisations of the compression fields in the stress fields (refer to 8.5.2);

— ties representing the reinforcement (refer to 8.5.3);

— nodal regions where the forces are transferred between the struts or between compression fields and/or the ties (refer to 8.5.4)

NOTE Strut-and-tie models and stress fields are consistent in terms of hypotheses and complementary in terms of use. Strut-and-tie models are idealizations of stress fields aiming at a representation of the force resultants of the compression fields (struts) and ties in the tension fields (see Figure 8.25b) and d)).

(4) Compression fields and ties in stress fields can be distributed (Figure 8.25a)) or concentrated (Figure 8.25c)). Both cases may be designed with the provisions of 8.5. Alternatively, for an element fully occupied by a distributed and uniform compression field and with distributed reinforcement (refer for instance to Figure 8.25a), the formulae of Annex G may be used for its design. In this latter case, the forces in any chord at the boundaries of the membrane element shall be designed accordingly.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) distributed stress field

b) corresponding strut-and-tie model

c) concentrated stress field

d) corresponding strut-and-tie model

Key

1	distributed compression field	7	tie
2	distributed tie	8	node
3	concentrated tie	10	strut
4	triangular nodal region	11	concentrated compression field
5	concentrated compression field		

Figure 8.25 — Examples of stress fields and strut-and-tie models

8.5.2 Struts and compression fields

(1) The width of the struts and of the compression fields near member edges or openings shall be verified to respect the strength condition of (3). For the conditions at the ends of struts, 8.5.4 applies.

(2) The stresses in the concrete struts and in the compression fields may generally be assumed as uniformly distributed over its cross section, so that its value may be calculated as:

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = \frac{|F_{\mathrm{cd}}|}{b_{\mathrm{c}} \cdot t} \tag{8.95}$$

where

F_{cd} is the compressive force of the strut;

t is the thickness of the strut which can be limited by the thickness of the member;

b_{c} is the width of the strut.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) The stress σ_{cd} in a strut or in a compression field developing within the concrete shall fulfil the following condition:

$$\sigma_{cd} \leq \nu \cdot f_{cd} \tag{8.96}$$

where ν is the strength reduction factor defined in (4) and (5).

(4) Unless a more refined approach is used, the value of factor ν may be determined as a function of the presence of a tie and the minimum angle θ_{cs} between the strut representing the resultant of the compression field and any tie as defined in Figure 8.26.

NOTE In the example of Figure 8.26b), θ_{cs} can be calculated form Formula (8.97):

$$\cot\theta_{cs} = \frac{\cot\theta}{2} + \frac{a}{2 \cdot z} \tag{8.97}$$

a) for compression fields and struts crossed or deviated by a tie at an angle:

— $20° \leq \theta_{cs} < 25°$ $\quad \nu = 0{,}4$ (8.98a)

— $25° \leq \theta_{cs} < 35°$ $\quad \nu = 0{,}5$ (8.98b)

— $35° \leq \theta_{cs} < 45°$ $\quad \nu = 0{,}6$ (8.98c)

— $45° \leq \theta_{cs} < 90°$ $\quad \nu = 0{,}7$ (8.98d)

b) for compression fields and struts in a region with transverse compressive stress or without ties

$$\nu = 1{,}0 \tag{8.98e}$$

Alternatively, the value of factor ν may be determined as:

$$\nu = \frac{1}{1{,}11 + 0{,}22 \cdot \cot^2\theta_{cs}} \leq 1{,}0 \tag{8.99}$$

a) constant width b) variable width

Figure 8.26 — Definition of angle θ_{cs} for a compression field (example of end support of beams)

(5) More refined values for factor ν may also be used for compression fields in cracked zones. They may be determined from the principal tensile strain in the concrete, based on a cracked analysis of the member neglecting the tensile strength of the concrete. In this case, factor ν may be evaluated as:

$$\nu = \frac{1}{1{,}0 + 110\varepsilon_1} \leq 1{,}0 \tag{8.100}$$

where ε_1 is the value of the maximum principal tensile strain.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) In zones with confinement reinforcement, the compressive strength may be increased according to 8.1.4. The confinement stress σ_{c2d} to be used in 8.1.4(2) is the minimum of the two principal compressive stresses perpendicular to the strut (in planar members without confinement reinforcement perpendicular to the plane, σ_{c2d} is thus null).

(7) The contribution of compression reinforcement to the strength of a strut may be taken into account up to its yield strength, provided that:

— it is in the same direction as the strut,

— the strength of member according to 8.1 is respected,

— buckling of the reinforcement is prevented according to the rules in 12.5.2 and

— detailing is performed according to the rules of Clauses 11 and 12.

8.5.3 Ties

(1) The resistance of a tie F_{Rd} shall fulfil the following condition:

$$F_{td} \leq F_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd} \tag{8.101}$$

where A_s and A_p are the cross sectional areas of the reinforcements of the tie. If prestressed reinforcement is considered as an external action, then f_{pd} should be replaced by $f_{pd} - \sigma_{pd}$ according to 7.10.5(1).

(2) Formula (8.101) may be used only when ties are suitably anchored at the nodes according to the rules given in 8.5.4. Otherwise, the force in the ties should be limited to the force that can be effectively anchored.

8.5.4 Nodes

8.5.4.1 Definitions

(1) Nodes shall ensure the transfer of forces amongst the different struts and ties (see Figure 8.25).

(2) For nodes with three concurrent struts and ties, four cases can be distinguished:

— CCC nodes, when only struts reach the node (refer to 8.5.4.2),

— CCT nodes, when only one tie is present in the node (refer to 8.5.4.3),

— CTT nodes, when only one strut is equilibrating the reinforcement forces (refer to 8.5.4.4),

— TTT nodes, where only ties reach the node. TTT nodes may be used only if consistent values of the strength reduction factor ν in the node are adopted accounting for anchorage, detailing and strains according to 8.5.2(5).

(3) Nodes with four or more concurrent struts and ties may be treated as a combination of two or more nodes, each of them with three intersecting strut and ties according to (2).

8.5.4.2 CCC nodes

(1) In a CCC node, verification of the stress state within the nodal region may be omitted as long as the adjoining struts all comply with their stress limits.

(2) The value of coefficient ν at the ends of the converging struts may be taken as 1,0 or increased according to 8.1.4 or 8.6. The widths of the struts b_c may be adapted accordingly. If the converging struts have different stresses, the geometry of the node may be adapted according to Figure 8.27b.

(3) For CCC nodes at the surface of partially loaded areas, the strength increase of 8.6 may be accounted for.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) identical stresses

b) different stresses

Figure 8.27 — CCC node with three struts

8.5.4.3 CCT nodes

(1) The tension force F_{2d} shown in Figure 8.28a) shall be anchored:

— outside of the nodal region according to Figure 8.28b) or

— partly or completely inside of the nodal region according to Figure 8.28c).

(2) The following methods may be used for anchoring the tie force:

— straight bars according to 11.4.2 where the design anchorage length l_{bd} should not be less than the width of the nodal region (l_{bdn} in Figure 8.28c),

— bends, hooks (11.4.3) and loops (11.4.4) should not start their bend before the centre of the node nor the radius of the bend before the end of the node. The heads of headed bars (11.4.5) should be placed outside the nodal region. An additional length according to Figures 8.28d) to e) should be provided to allow spreading the anchored force over the width b_s and the thickness t (where $b_s \cdot t \geq F_{2d,b}/f_{cd}$, $F_{2d,b}$ being the reinforcement force to be anchored at the backside of the node).

(3) If necessary, the reinforcement carrying the tie force may be distributed or a distributed reinforcement may be added according to Figure 8.28e). In case of distributed stirrups carrying the tie force, 12.2.3 applies.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

a) strut-and-tie model

b) with anchorage outside the nodal region

c) anchorage partly inside the nodal region

d) example of anchorage using headed bars

e) example of anchorage using loops

Key

A cross section where the reinforcement force is fully transferred to concrete in compression

Figure 8.28 — CCT nodes and stress fields

(4) The strength reduction factor ν of concrete in nodes may be assumed as:

— according to 8.5.2(4) in case the tie is fully anchored inside the nodal region as shown in Figure 8.28c) (case with $l_{bdn} = l_{bd}$),

— $\nu = 1{,}0$ in case the tie is fully anchored outside of the nodal region as shown in Figures 8.28b), d) and e),

— a linear interpolation between the previous values depending on the ratio between the required anchorage length outside of the nodal region and the total required anchorage length.

8.5.4.4 CTT nodes

(1) CTT nodes (Figure 8.29) should be designed according to one of following alternatives:

— with bent bars as shown in Figure 8.29b);

— with anchorages outside of the nodal region as shown in Figure 8.29c) or partly inside of the nodal region in a similar manner as in Figure 8.28c). In case the force is anchored with bends, hooks, loops or headed bars, 8.5.4.3(2) applies;

— with straight bars inside the nodal region as shown in Figure 8.29d).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) strut-and-tie model and equilibrium of forces

b) strut-and-tie model and stress field for the deviation force of a bent bar

c) strut-and-tie model and stress field for anchorages outside the node

d) strut-and-tie model and stress field for anchorages inside the node

Key

A cross section where the reinforcement force is fully transferred to concrete in compression

Figure 8.29 — CTT node and corresponding stress field

(2) The strength reduction factor ν of concrete at the end of the strut may be assumed as:

— according to 8.5.2(4) in the case of bent bars shown in Figure 8.29b), provided that the requirements of the mandrel diameter of 11.3 are fulfilled, or in the case that the ties are anchored inside of the nodal region as shown in Figure 8.29d);

— $\nu = 1{,}0$ in case the tie is fully anchored outside of the nodal region as shown in Figure 8.29c).

8.5.5 Spreading of struts

(1) Unless a detailed analysis is performed on the serviceability and ultimate limit state conditions (according for instance to 7.7), the transverse reinforcement for concentrated forces applied in a plane stress state and spreading into a member shall satisfy the rules provided in 8.5.5.

(2) The reinforcement for carrying spreading forces may be dimensioned and arranged according to the stress fields or the strut-and-tie model shown in Figure 8.30:

$$F_{\mathrm{td}} = \frac{F_{\mathrm{d}}}{2} \tan\theta_{\mathrm{cf}} \tag{8.102}$$

where the spreading angle θ_{cf} may be assumed as:

$$\tan\theta_{\mathrm{cf}} = \frac{1 - a/b}{2} \tag{8.103}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where a and b are defined in Figure 8.30a). For the case shown in Figures 8.30c) and d) ($b > a + H/2$), the ratio a/b should be assumed equal to 0.

Alternative approaches for design of the reinforcement may be used, provided that the spreading angles and corresponding reinforcement layout are derived from a stress field fulfilling the requirements of 8.5.2 to 8.5.4.

a) and b) narrow element **c) and d) wide element**

Figure 8.30 — Spreading of concentrated forces, stress fields and strut-an-tie models

(3) In case of concentrated forces acting close to an edge, transverse reinforcement should be placed, to take the force according to the concentrated stress field in Figure 8.31:

$$F_{\mathrm{td}} = F_{\mathrm{d}} \cdot \tan\theta_{\mathrm{cf}} \tag{8.104}$$

where $\tan\theta_{\mathrm{cf}} \geq 1/4$ may be assumed. The nodal region, in this case may be considered as a CCT node.

a) stress field **b) corresponding strut-and-tie model**

Figure 8.31 — Concentrated forces near an edge

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

8.6 Partially loaded areas

(1) For partially loaded areas, local crushing according to (2) and transverse tension forces according to (3) and 8.5 shall be considered. The formulae given in (2) and (3) below are valid where there is no risk of punching failure. Possible punching failure shall be checked independently according to 8.4.

(2) For a uniform distribution of stresses on an area A_{c0} (see Figure 8.32), resistance to crushing may be verified as follows:

$$\sigma_{Rdu} = f_{cd}\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq \nu_{part} f_{cd} \tag{8.105}$$

where

ν_{part} is a confinement factor:

$\nu_{part} = 7{,}0$ if there are no external tensile forces which can induce cracking in the direction parallel to the direction of the load and no known pre-existing cracks or restraints in this direction,

$\nu_{part} = 3{,}0$ otherwise;

A_{c0} is the loaded area (see Figure 8.32).

$$A_{c0} = a_0 \cdot b_0 \tag{8.106a}$$

For eccentric loading A_{c0} should be taken as $A_{c0,red}$ (see Figure 8.34):

$$A_{c0,red} = a_{0,red} \cdot b_{0,red} \tag{8.106b}$$

where

$a_{0,red} = a_0 - 2e_a$ and $b_{0,red} = b_0 - 2e_b$,

e_a is the eccentricity of the load parallel to a_0,

e_b is the eccentricity of the load parallel to b_0.

A_{c1} is the contributing concrete area which may be determined as follows (see Figure 8.32 for a single loaded area and Figure 8.33 for two loaded areas of different size):

$$A_{c1} = a_1 \cdot b_1 \tag{8.107}$$

where

$a_1 = \min\{c_1; c_2\}$;

$b_1 = \min\{b_0 + (a_1 - a_0); \max\{c_1; c_2\}\}$ with $a_1 \leq b_1$;

The minimum height of block should be $h \geq a_1$ (see Figure 8.32c)).

Formula (8.105) is only valid under the assumption of the same diffusion of load in both transverse directions (geometric similarity of A_{c1} and A_{c0}).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) 3-dimensional load distribution

b) 2-dimensional load distribution

c) Assumed strut-and-tie model with spread/inclination of 1/2 with $h \leq a_1$

Figure 8.32 — Dimensions of loaded area and contributing concrete area

$$c_{2,F_1} = s + \frac{a_{0,F_1} - a_{0,F_2}}{2}$$

$$c_{2,F_2} = s + \frac{a_{0,F_2} - a_{0,F_1}}{2}$$

Figure 8.33 — Side lengths for loaded areas of different size

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Figure 8.34 — Definition of $A_{0,\mathrm{red}}$ and eccentricities e

(3) If there are no external tensile forces nor restraint which can induce cracking in the direction parallel to the direction of the load, and no known pre-existing cracks in this direction, tensile reinforcement may be omitted, provided that the design stress applied on the loaded area does not exceed $\sigma_{\mathrm{Rd,t}}$:

$$\sigma_{\mathrm{Rd,t}} = \frac{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}}{\gamma_{\mathrm{C}}} \cdot k_{\mathrm{part}} \tag{8.108}$$

— if $\max\{a_0; b_0\} \leq 3d_0$:

$$k_{\mathrm{part}} = \frac{A_{\mathrm{c1}}}{A_{\mathrm{c0}}} \cdot \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{A_{\mathrm{c0}}}{A_{\mathrm{c1}}}}} \tag{8.109a}$$

— if $\max\{a_0; b_0\} > 3d_0$:

$$k_{\mathrm{part}} = \frac{d_1}{d_0} \cdot \frac{1}{1 - \frac{d_0}{d_1}} \tag{8.109b}$$

where

d_0 $= \min\{a_0; b_0\}$;

d_1 block dimension parallel to d_0.

Otherwise, tension reinforcement shall be provided according to 8.5.5.

(4) The beneficial effect of confinement reinforcement may be accounted for according to 8.1.4. If the area of the confinement core A_{cs}, delimited by the confinement reinforcement, is more than twice as large as the loaded area, the confinement stress obtained from Formula (8.6) shall be reduced by the factor $\sqrt{2A_{\mathrm{c0}}/A_{\mathrm{cs}}} \leq 1$.

The beneficial effects of confinement reinforcement according to 8.1.4 shall not be superimposed with Formulae (8.105) and (8.108).

(5) More refined methods, such as three-dimensional stress fields accounting for the beneficial effect of confinement by geometry and by reinforcement may be used for the design of partially loaded areas.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) Additional rules for design in footings and pile caps without shear reinforcement accounting for a concentrated compression zone and the resulting reduced level arm are given in 12.8(3).

9 Serviceability Limit States (SLS)

9.1 General

(1) Clause 9 covers the common serviceability limit states. These are:

— stress limitation and crack control (see 9.2),

— deflection control (see 9.3),

— vibration control (see 9.4).

(2) In the calculation of stresses and deflections, cross sections may be assumed to be uncracked provided that the tensile stress under the characteristic combination of actions does not exceed $f_{\mathrm{ct,eff}}$. If the section is assumed to be uncracked a calculation of crack widths is not required. For the purpose of calculating crack widths and tension stiffening $f_{\mathrm{ct,ef}}$ should be taken equal to f_{ctm}. For the calculation of deflections under predominantly flexural stresses, the value of $f_{\mathrm{ct,eff}}$ may be taken as f_{ctm} or $f_{\mathrm{ctm,fl}}$ (see Formula (9.34)), provided that the calculation of minimum reinforcement areas for crack control is also based on the same value.

NOTE Cracking can be observed for lower values of tensile stresses. This is attributed to non-uniform self-equilibrating stresses due to shrinkage strains, early thermal stresses, sustained loading and to the effective tension area (see Figure 9.1).

(3) For the calculation of stresses and deflections, an effective modulus of elasticity, $E_{\mathrm{c,eff}}$, may be used for concrete to estimate long term effects due to quasi-permanent actions, according to Formula (9.1):

$$E_{\mathrm{c,eff}} = \frac{1{,}05 \cdot E_{\mathrm{cm}}}{1 + \varphi} \tag{9.1}$$

If compressive stresses due to quasi-permanent combination of actions exceed $0{,}40 f_{\mathrm{cm}}$, the value of φ should account for non linear creep according to B.4(4).

(4) As a simplified approach for the calculation of stresses, valid for crack width calculations only,a modular ratio $E_{\mathrm{s}}/E_{\mathrm{c,eff}}$ equal to 15 may be used for both permanent and variable loads.

9.2 Crack control

9.2.1 General considerations

NOTE 1 Cracking is normal in reinforced concrete structures resulting from either direct loading or restrained imposed deformations.

NOTE 2 Cracks can also arise from other causes such as plastic shrinkage or expansive chemical reactions within the hardened concrete. Such cracks can be unacceptably large but their avoidance and control lie outside the scope 9.2.

(1) Cracking shall be limited to an extent that will not impair the proper functioning or durability of the structure or cause its appearance to be unacceptable.

(2) Cracks may be permitted to form without any attempt to control their width, provided they do not impair the functioning of the structure. In cases where crack width is not critical for appearance and crack width limits for durability are not relevant, verification according to 9.2.2, 9.2.3 and 9.2.4 may be omitted and crack control may be assumed to be covered by the provision of minimum reinforcement for robustness according to 12.1.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

NOTE There are particular risks of large cracks ($w_k > 0{,}4$ mm) occurring in member locations where there are sudden changes of stress, e.g.

— at changes of section,

— near concentrated loads,

— positions where bars are curtailed,

— areas of high bond stress, particularly at the end of laps.

(3) If crack width control is required, minimum reinforcement according to 9.2.2 should be placed in all sections whose reinforcement is not determined from ULS forces and in which tension is expected to develop. Sections whose reinforcement is determined from ULS forces should be checked for cracking according to either 9.2.3, which is conservative, or 9.2.4.

(4) When lapping large diameter bars ($\phi > 32$ mm), special measures should be taken, such as the provision of transverse reinforcement and additional longitudinal skin reinforcement along the length of the lap. By applying a sufficient web surface reinforcement according to 12.11 a verification of the crack width by calculation may be omitted.

(5) The measures for limiting the crack widths should be adapted to the causes of cracking, for instance by:

— choosing an appropriate structural concept,

— prestressing,

— limiting the reinforcement stresses and the concrete stresses,

— appropriate detailing,

— appropriate selection of concrete properties,

— curing of concrete.

(6) A limiting value $w_{\mathrm{lim,cal}}$ for the calculated crack width $w_{\mathrm{k,cal}}$ on the member surface should be established taking into account the proposed function and nature of the structure and the costs of limiting cracking.

NOTE 1 Unless a National Annex gives different values, the limits on stresses and crack widths $w_{\mathrm{lim,cal}}$ are given in:

— Table 9.1(NDP) for requirements related to appearance,

— Table 9.2(NDP) for requirements related to durability.

NOTE 2 See Annex H for additional conditions related to water-tightness.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 9.1(NDP) — Verifications, stress and crack width limits for appearance

Verification	Calculation of minimum reinforcement for crack control according to 9.2.2 under imposed deformation	Maximum bar diameter or maximum bar spacing according to 9.2.3 or alternatively Verification of crack width according to 9.2.4	Verification of reinforcement stresses to avoid yielding at SLS
Combination of actions for calculating σ_s	Cracking forces according to 9.2.2	Quasi-permanent combination of actions	Characteristic combination of actions
Limiting value of crack width $w_{lim,cal}$ or stress σ_s	$\sigma_s \leq f_{yk}$ or $\sigma_s \leq \sigma_{s,lim}$ [a]	$w_{lim,cal} = 0{,}4$ mm $\sigma_s \leq f_{yk}$ or $\sigma_s \leq \sigma_{s,lim}$ [a]	$\sigma_s \leq 0{,}8 f_{yk}$ $\sigma_p \leq 0{,}8 f_{pk}$
NOTE $w_{lim,cal} = 0{,}4$ mm applies unless a National Annex gives different values.			
[a] A lower value $\sigma_s < f_{yk}$ may be needed to satisfy the crack width limits according to the maximum bar size (see Formula (9.5)).			

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 9.2(NDP) — Verifications, stress and crack width limits for durability

Exposure Class	Reinforced members; prestressed members with unbonded tendons and with bonded tendons with Protection Levels 2 or 3 according to 5.4.1(3)		Prestressed members with bonded tendons with Protection Level 1 according to 5.4.1(3) and pretensioned elements.		
	combination of actions		combination of actions		
	quasi-permanent	characteristic	quasi-permanent	frequent	characteristic
X0, XC1	–	–	–	$w_{\text{lim,cal}} = 0{,}2\ \text{mm} \cdot k_{\text{surf}}$	–
XC2, XC3, XC4	$w_{\text{lim,cal}} = 0{,}3\ \text{mm} \cdot k_{\text{surf}}$		Decom-pression [b]	$w_{\text{lim,cal}} = 0{,}2\ \text{mm} \cdot k_{\text{surf}}$	
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		$\sigma_c \leq 0{,}6 f_{ck}$ [a,c]	–	Decompression[b]	$\sigma_c \leq 0{,}6 f_{ck}$ [a,c]
XF1, XF3 XF2, XF4	–				

NOTE 1 The specified values of $w_{\text{lim,cal}}$ apply unless a National Annex gives different values.

NOTE 2 The factor k_{surf} considers the difference between an increased crack width at the member surface and the required mean crack width i according to durability performance of the minimum cover: $1{,}0 \leq k_{\text{surf}} = c_{\text{act}}/(10\ \text{mm} + c_{\text{min,dur}}) \leq 1{,}5$.

c_{act} is a specified actual cover $\geq c_{\text{nom}}$ due to detailing or execution reasons.

[a] No limitation in serviceability conditions is necessary for stresses under bearings, partially loaded areas and plates of headed bars.

[b] The decompression limit requires that all parts of the bonded tendons or duct lie at least 25 mm within concrete in compression.

[c] The compressive stress σ_c may be increased to $0{,}66 f_{ck}$ if the cover is increased by 10 mm or confinement by transverse reinforcement is provided.

(7) Reinforcement should be considered as effective in controlling crack width only within a given area of concrete around the reinforcement bars. This area, $A_{c,\text{eff}}$, is referred to as the effective tension area.

NOTE The effective tension area is also the area of concrete that needs to be tensioned up to the tensile resistance of concrete to produce a new crack and therefore affects crack spacing.

(8) The effective tension area should be taken as in Figure 9.1. The width of the effective area around a bar should not be taken greater than 10ϕ.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Group of bars

b)Isolated bars

c) Circular cross section

d) Group of bars, distributed along perimeter

e) Group of bars

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

f) Isolated bars

Key

For a single layer of bars: $h_{\mathrm{c,eff}} = \min\{r_{\mathrm{y}}+5\phi;\ 10\phi;\ 3{,}5r_{\mathrm{y}}\} \leq |h-x|$

For n layers of bars spaced s_{y}: $h_{\mathrm{c,eff}} = \min\{r_{\mathrm{y}}+5\phi;\ 10\phi;\ 3{,}5r_{\mathrm{y}}\} + s_{\mathrm{y}} \leq |h-x|$

$h_{\mathrm{c,eff}} = \min\{a+5\phi;\ 10\phi;\ 3{,}5a\}$

Figure 9.1 — Effective tension area - Members in bending with or without normal force (a) to c)) and Members in tension, with or without bending (d) to f))

9.2.2 Minimum reinforcement areas for crack control

(1) Crack width values and combination of actions according to Tables 9.1(NDP) and 9.2(NDP) are appropriate.

(2) The required minimum area of reinforcement for crack control shall be calculated by applying the principle that the reinforcement, working at a target stress $\sigma_{\mathrm{s,lim}}$, should balance the moment that cracks the section acting together with the relevant axial force N_{Ed}.

(3) Unless a more refined calculation shows lesser areas to be adequate, the required minimum areas of reinforcement may be calculated as follows. In profiled cross sections like T-beams and box girders, minimum reinforcement should be determined for the individual parts of the section (webs, flanges). The reinforcement necessary in the part of the cross section under consideration may be determined by Formulae (9.2), (9.3) or (9.4), as appropriate.

(i) For pure bending:

$$A_{\mathrm{s,min,w1}} = \frac{0{,}8\dfrac{h-h_{\mathrm{c,eff}}}{h} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c,eff}}}{\sigma_{\mathrm{s,lim}}} \geq \frac{0{,}2 k_{\mathrm{h}} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c}}}{f_{\mathrm{yk}}} \qquad (9.2)$$

$$A_{\mathrm{s,min,w2}} = 0$$

(ii) For pure tension:

$$A_{\mathrm{s,min,w1}} = A_{\mathrm{s,min,w2}} = \frac{f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c,eff}}}{\sigma_{\mathrm{s,lim}}} \geq \frac{0{,}5 k_{\mathrm{h}} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c}}}{f_{\mathrm{yk}}} \qquad (9.3)$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(iii) For a combination of bending and axial force:

$$A_{\mathrm{s,min,w1}} = \frac{0{,}3N_{\mathrm{Ed}} + 0{,}8\dfrac{h - h_{\mathrm{c,eff}}}{h} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c,eff}}}{\sigma_{\mathrm{s,lim}}} \begin{cases} \geq \dfrac{0{,}3N_{\mathrm{Ed}} + 0{,}2k_{\mathrm{h}} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c}}}{f_{\mathrm{yk}}} \\ \geq 0 \\ \leq max\left\{\dfrac{f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c,eff}}}{\sigma_{\mathrm{s,lim}}}; \dfrac{0{,}5k_{\mathrm{h}} f_{\mathrm{ct,eff}} A_{\mathrm{c}}}{f_{\mathrm{yk}}}\right\} \end{cases} \tag{9.4}$$

$$A_{\mathrm{s,min,w2}} = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\sigma_{\mathrm{s,lim}}} - A_{\mathrm{s,min,w1}} \begin{cases} \leq A_{\mathrm{s,min,w1}} \\ \geq 0 \end{cases}$$

where

A_{c} is the area of the part of the section under consideration;

$A_{\mathrm{s,min,w1}}$ is the area of minimum reinforcing steel to be placed at the most tensioned face of the part of the section under consideration to control cracking;

$A_{\mathrm{s,min,w2}}$ is the area of minimum reinforcing steel to be placed at the least tensioned face of the part of the section under consideration to control cracking;

N_{Ed} is the design axial force at the serviceability limit state acting on the part of the section under consideration (tensile force positive). N_{Ed} should be determined considering the characteristic values of prestress and axial forces under the relevant combination of actions;

$\sigma_{\mathrm{s,lim}}$ is the maximum stress permitted in the reinforcement immediately after formation of the crack. $\sigma_{\mathrm{s,lim}}$ may be taken as the yield stress or a lower stress according to Formula (9.5), if necessary, to limit the crack width. In absence of other methods, for ribbed or indented reinforcing steel, $\sigma_{\mathrm{s,lim}}$ may be taken as:

$$\sigma_{\mathrm{s,lim}} \leq \frac{2{,}4 f_{\mathrm{ct,eff}}}{\left(h - h_{\mathrm{c,eff}}\right)} \cdot \frac{h}{\phi} \left(-c + \sqrt{c^2 + 1{,}5 \frac{\left(1 - \dfrac{h_{\mathrm{c,eff}}}{h}\right) \cdot E_{\mathrm{s}} \cdot w_{\mathrm{lim,cal}} \cdot \phi}{k_{\mathrm{w}} \cdot k_{\frac{1}{r},\mathrm{simpl}} \cdot f_{\mathrm{ct,eff}}}} \right) \tag{9.5}$$

$$k_{\frac{1}{r},\mathrm{simpl}} = \begin{cases} 1{,}00 \text{ for pure tension} \\ \left(1{,}2\dfrac{h}{d} - 0{,}1\right) \text{ for other situations} \end{cases}$$

k_{w} is a factor converting the mean crack width into a calculated crack width, see 9.2.4(2);

$f_{\mathrm{ct,eff}}$ is the mean value of the tensile strength of the concrete effective at the time when the cracks may first be expected to occur: $f_{\mathrm{ct,eff}} = f_{\mathrm{ctm}}$ for $t \geq t_{\mathrm{ref}}$ or $f_{\mathrm{ct,eff}} = f_{\mathrm{ctm}}(t)$, if cracking is expected at $t < t_{\mathrm{ref}}$ (see Annex D);

NOTE For more information, see Annex D.

k_{h} is a coefficient which allows for the effect of non-uniform self -equilibrating stresses, which lead to a reduction of the apparent tensile strength which may be taken as:

$$k_{\mathrm{h}} = 0{,}8 - 0{,}6(\min\{b; h\} - 0{,}3) \begin{cases} \leq 0{,}8 \\ \geq 0{,}5 \end{cases} \tag{9.6}$$

where h and b [m] are the dimensions of the part of the section under consideration.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) For a section with n_1 bars of diameter ϕ_1 and n_2 bars of diameter ϕ_2, an equivalent bar diameter ϕ_{eq} with Formula (9.7) should be used instead of ϕ:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2} \tag{9.7}$$

(5) Bonded tendons in the tension zone may be assumed to contribute to crack control within a distance ≤ 150 mm from the centre of the tendon. This may be taken into account by deducting the term $\xi_1 A_p \Delta\sigma_p / \sigma_{s,lim}$ from the area of minimum reinforcement corresponding to the tensioned face where the prestressing is placed.

where

A_p is the area of pre-tensioning or bonded post-tensioning tendons within the tensile zone;

ξ_1 is the adjusted ratio of bond strength taking into account the different diameters of prestressing and reinforcing steel, according to Formula (9.8):

$$\xi_1 = \xi \frac{\phi}{\phi_p} \tag{9.8}$$

where

ξ ratio of bond strength of prestressing and reinforcing steel, according to Table 10.1 in 10.3(1);

ϕ is the diameter of the reinforcing steel bar;

ϕ_p diameter of tendon according to 10.3(1). If only prestressing steel is used to control cracking, $\xi_1 = \xi$;

$\Delta\sigma_p$ stress variation in prestressing tendons from the state of zero strain of the concrete at the same level.

(6) Beams with a downstand depth of more than 600 mm, where the main tension reinforcement is concentrated at the most tensioned fibre, should be provided with additional longitudinal reinforcement given by Formula (9.9), at a spacing not exceeding 300 mm, to control cracking on the side faces of the beam. This reinforcement should be evenly distributed between the level of the reinforcement layer closest to the neutral axis and the neutral axis.

$$A_{s,web} = 0{,}2 \frac{f_{ct,eff}}{f_{yk}} b_w (d - x - a_1) \tag{9.9}$$

where

$A_{s,web}$ is the longitudinal reinforcement to be provided distributed on the two surfaces of the web in a height limited by the neutral axis and $(d - a_1)$ at a spacing not exceeding 300 mm to control cracking;

a_1 equal to 150 mm.

(7) In prestressed members, no minimum reinforcement for crack control is required in sections where, under the characteristic combination of actions and the characteristic value of prestress, the tensile stress in the concrete is below $f_{ct,eff}$.

9.2.3 Simplified control of cracking

NOTE 9.2.3 is a simplification of 9.2.4. A conservative value is assumed for the effective tension area and tension stiffening effects are estimated as a 10 % reduction in the steel stress obtained considering a fully cracked section.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(1) The rules given in 9.2.4 may be complied with by restricting either the bar diameter ϕ according to Formula (9.10) or the bar spacing s_l according to Formula (9.11).

$$\phi \leq \frac{2{,}1 \cdot \rho_p}{\frac{r}{d} \cdot k_{fl,simpl} \cdot k_{b,simpl}} \left(\frac{w_{lim,cal}}{k_w \cdot k_{\frac{1}{r},simpl} \cdot 0{,}9 \frac{\sigma_s}{E_s}} - 1{,}5 \cdot c \right)$$

where

$$k_{fl,simpl} = \begin{cases} \left(1 - 3{,}5 \frac{a_y}{h}\right) & \text{if one face is in compresion} \\ 1{,}00 & \text{if both faces are in tension} \end{cases} \tag{9.10}$$

$$k_{1/r,simpl} = 25 \left(\frac{h}{d} - 1\right) \cdot \rho_p + 1{,}15 \cdot \frac{h}{d} - 0{,}15$$

$$k_{b,simpl} = \begin{cases} 0{,}9 & \text{for good bond conditions} \\ 1{,}2 & \text{for poor bond conditions} \end{cases}$$

$$s_l \leq \frac{3{,}45 \cdot \rho_p}{\frac{r^2}{d} \cdot k_{fl,simpl}^2 \cdot k_{b,simpl}^2} \left(\frac{w_{lim,cal}}{k_w \cdot k_{1/r,simpl} \cdot 0{,}9 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}} - 1{,}5 \cdot c \right)^2 \tag{9.11}$$

where

$\rho_p = \frac{(A_s + \xi_1 A_p)}{b \cdot d}$	is the reinforcement ratio corresponding to the tensioned face under consideration. When considering the least tensioned face of an element with both faces in tension, $k_{1/r,simpl}$ may be set equal to 1,0 conservatively;
r	is the distance from the concrete surface to the centre of the first layer of bars;
s_l	is the bar spacing;
σ_s	is the stress permitted in the reinforcement closest to the most tensioned concrete surface after formation of all cracks. σ_s may be taken as the calculated stress according to loads or a lower stress $\sigma_{s,lim}$ according to Formula (9.5);
k_w	is a factor converting the mean crack width into a calculated crack width, see 9.2.4(2).

(2) Cracking due to shear and torsion may be assumed to be controlled if the detailing rules given in 12.2.2, 12.2.3 and 12.3.2 are observed.

9.2.4 Refined control of cracking

(1) The calculated crack width $w_{k,cal}$ given in 9.2.4 should only be considered as a nominal value for the crack width at the member surface, to be compared with $w_{lim,cal}$, and not as values actually measured on site.

(2) The calculated surface crack width $w_{k,cal}$ may be determined from Formula (9.12):

$$w_{k,cal} = k_w \cdot s_{rm,cal} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{9.12}$$

where

k_w is a factor converting the mean crack width into a calculated crack width;

NOTE The value of k_w is 1,7 unless a National Annex gives a different value.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$s_{r,m,cal}$ is the calculated mean crack spacing when all cracks have formed or where not all cracks have formed, the maximum length along which there is slip between the concrete and the steel adjacent to a crack;

ε_{sm} is the mean strain in the reinforcement closest to the most tensioned concrete surface under the relevant combination of actions, including the effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered;

ε_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks at the same level of ε_{sm}.

(3) For elements subjected to direct loads (stabilized cracking) or subjected to imposed strains (crack formation phase) where end restraint dominates (see (4) and Figure 9.3), $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ may be calculated from Formula (9.13):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = k_{1/r} \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0{,}6 \frac{\sigma_s}{E_s} \tag{9.13}$$

where

σ_s is the stress in the tension reinforcement closest to the tensioned concrete surface assuming a cracked section. For members with bonded tendons, σ_s may be replaced by $\Delta\sigma_p$, i.e., the stress variation in prestressing tendons from the state of zero strain of the concrete at the same level;

α_e is the ratio E_s/E_{cm};

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1 A_p}{A_{c,eff}} \tag{9.14}$$

A_p and $A_{c,eff}$ are as defined in 9.2.2(5) and 9.2.1(7), respectively;

k_t is a coefficient dependent on the duration and nature of the load:

$k_t = 0{,}6$:
a) for short term loading or,
b) instantaneous loading or,
c) long term and crack formation stage or,
d) repeated loading and crack formation stage,

$k_t = 0{,}4$:
e) long term and stabilised cracking stage or,
f) repeated loading and stabilised cracking stage.

$k_{1/r}$ is a coefficient to account for the increase of crack width due to curvature, defined in accordance with Figure 9.2 as:

$$k_{1/r} = \frac{h - x}{h - a_{y,i} - x} \tag{9.15}$$

When considering the least tensioned face of an element with both faces in tension, the effect of the curvature is favourable and therefore:

$$k_{1/r} = \frac{|x|}{a_{y,s} + |x|} \tag{9.16}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Expression (9.13) does not explicitly account for the effect of shrinkage. For stabilized cracking only, in cases where crack limitation is critical, and when reinforcement ratios are low, concrete strengths are high or concrete is loaded early, the effects of shrinkage should be accounted for.

For elements subjected to restrained imposed strains (crack formation phase) and restrained at the edges (see (4) and Figure 9.3), ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) may be calculated from Formula (9.17):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = R_{ax}\varepsilon_{free} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{E_{cm}} \geq 0 \tag{9.17}$$

where

R_{ax} is the restraint factor:

$$R_{ax} = 1 - \frac{\varepsilon_{restr}}{\varepsilon_{imp}} \tag{9.18}$$

For the very common case of the base of a wall a simplified value of 0,5 can be assumed for R_{ax};

ε_{restr} the strain which develops in the restrained element;

ε_{imp} the value of the imposed strain (i.e. free shrinkage, free temperature strain. The ratio ε_{restr} /ε_{imp} may be estimated according to linear elastic analysis, and may account for staged construction, if relevant;

ε_{free} is the imposed strain which develops after the construction stage when restraint is applied (e.g. precast elements).

NOTE Elements subjected to imposed strains can be restrained along the edges (see Figure 9.3a)) or at the ends (see Figure 9.3b)). In an element which is restrained along the edges cracking only changes forces locally and crack widths depend on the applied strain. In an element which is restrained at the ends, cracking changes forces globally and crack widths depend on the tensile strength of concrete, but not on the applied strain.

Fig. 9.2 — Notation for definition of $k_{1/r}$ in Formulae (9.15) and (9.16)

(4) If an element is restrained both at the ends and at the edges the criterion defined in Figure 9.3c) may be applied.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Element restrained at an edge (e.g. jointless wall) — only first crack is represented

b) Element restrained at the ends (typical tie) — only first crack is represented

If $z > L/2$, apply formulation for end restraint (Formula (9.13))

If $z \leq L/2$, apply formulation for edge restraint (Formula (9.17))

c) Element restrained at edge and ends (e.g. wall grid) — only first crack is represented

Key

C area where forces are affected by crack development

Figure 9.3 — Types of restraint

(5) The mean final crack spacing $s_{\mathrm{r,m,cal}}$ may be calculated as:

a) where spacing of bonded reinforcement in the tension zone is $s \leq 10\phi$:

$$s_{\mathrm{r,m,cal}} = 1{,}5 \cdot c + \frac{k_{\mathrm{fl}} \cdot k_{\mathrm{b}}}{7{,}2} \cdot \frac{\phi}{\rho_{\rho,\mathrm{eff}}} \leq 1{,}3(h - x) \tag{9.19}$$

where

— For a rectangular cross section subjected to pure bending:

$$k_{\mathrm{fl}} = \frac{h - h_{\mathrm{c,eff}}}{h} \tag{9.20}$$

— In general:

$$k_{\mathrm{fl}} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{\left(h - x_{\mathrm{g}} - h_{\mathrm{c,eff}}\right)}{h - x_{\mathrm{g}}}\right) \tag{9.21}$$

x_{g} is depth of the neutral axis of the uncracked section;

$$k_{\mathrm{b}} = \begin{cases} 0{,}9 + 0{,}6\dfrac{\phi}{c_{\mathrm{v}}} \text{ for elements cast in poor casting position} \\ 0{,}9 \text{ for elements cast in good casting position} \end{cases} \tag{9.22}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

c_v is the clear vertical cover of the bar to the top concrete surface

c is the clear cover of the bar. For corner bars, the maximum value of the cover applies.

— For pure tension:

$$k_{fl} = 1{,}00 \tag{9.22a}$$

b) where spacing of bonded reinforcement in the tension zone is $s > 10\phi$ or where there is no bonded reinforcement within the tension zone, the maximum crack spacing is:

$$s_{r,m,cal} = 1{,}3 \cdot (h - x) \tag{9.23}$$

(6) If in members reinforced in two orthogonal directions the angle θ between the axes of principal compressive strain and the direction of the reinforcement in the x-direction is larger than 15° the crack width may be calculated according to G.5.

(7) When using strut-and-tie models or stress field models with the struts or compression fields oriented according to the compressive stress trajectories in the elastic state (cracked or uncracked), Formula (9.12) may be used to evaluate the crack widths by considering the tensioned reinforcement as a tie with the corresponding effective area around it. The cover to be considered in Formula (9.19) should be taken as the distance from the concrete surface to the edge of the nearest bar, even if the bar is not part of the strut-and-tie or stress field model (e.g. skin reinforcement, according to 9.2.2(5)).

9.3 Deflection control

9.3.1 General consideration

(1) The deformation of a member or structure should be such that it does not adversely affect its proper functioning or appearance. Appropriate limiting values of deflection taking into account the nature of the structure, of the finishes, partitions and fixings and upon the function of the structure should be established. Alternatively, it may be assumed that an acceptable function can be achieved if the requirements of (2) are met.

(2) With reference to prEN 1990:2020, Annex A1.7, limits for vertical deflections according to Figure A1.1 should be specified for each project and agreed with the client. Indicative design values are given in prEN 1990:2020, Annex A.

(3) In reinforced concrete beams or slabs in buildings, deflections may be controlled indirectly by limiting the span-to-effective depth ratio as in 9.3.2, or by explicit verification as in 9.3.3. The general method of 9.3.4 may be applied to any type of concrete structure.

NOTE The actual deformations can differ from the estimated values (either according to 9.3.3 or 9.3.4), particularly if the values of applied moments are close to the cracking moment. The differences will depend on the scatter of the material properties, on the environmental conditions, on the load history, on the restraints at the supports, ground conditions, etc.

9.3.2 Simplified deflection control by span/depth-ratio

(1) Provided that reinforced concrete beams or slabs in buildings, subjected to predominantly uniformly distributed loads, are dimensioned in compliance with the limits of span to effective depth ratio given in Table 9.3, their deflections may be considered as not exceeding the limits set out in 9.3.1(2). In such cases explicit verification of the deflections may be omitted.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 9.3 — Limiting span/effective depth ratios l/d

	Structural system	Required mechanical reinforcement ratio[a]								
		$\omega_r = 0{,}3$			$\omega_r = 0{,}2$			$\omega_r = 0{,}1$		
		LL/TL[b]			LL/TL[b]			LL/TL[b]		
		60 %	45 %	30 %	60 %	45 %	30 %	60 %	45 %	30 %
1	Simply supported beam, one-way spanning simply supported slab	15	14	13	17	16	14	24	22	21
2	End span of continuous beam or one-way spanning slab	20	18	17	22	21	18	31	29	27
3	Interior span of beam or one-way spanning slab	23	21	20	26	24	21	36	33	32
4	Cantilever	6	5	5	6	6	5	9	8	8

NOTE This table assumes the quasi-permanent value of the live load with $\psi_2 = 0{,}3$ and that the deflection limit for total deflection is $l/250$, where l is the span of the beam or slab.

[a] ω_r is the required mechanical tension reinforcement ratio to resist the moment due to the design loads, at mid span for continuous or simply supported elements and at the support for cantilevers, see 9.3.3(2). Between values may be interpolated.

[b] Characteristic values of: LL = live load (imposed or variable); TL = total load. Intermediate values may be interpolated.

(2) For a different maximum total deflection of l/a, the l/d-values of Table 9.3 should be multiplied by $k_a = 250/a$, where a is the deflection ratio factor different from 250.

(3) The values of Table 9.3 may be extrapolated to other support conditions by multiplying them by the cubic root of the ratio of the linear elastic deflection of a simply supported beam of the same span and the linear elastic deflection of the actual structure.

(4) The values of Table 9.3 may be extrapolated to rectangular 2-way flat slabs supported on columns by multiplying them by the following ratio:

$$\sqrt[4]{\frac{1}{1+\left(\frac{l_{\min}}{l_{\max}}\right)^4}} \tag{9.24}$$

where

$l_{\min}$ is the minimum span of the slab;

$l_{\max}$ is the maximum span of the slab.

For the use of Table 9.3 the slenderness ratio should be determined, in this case, as $l_{\max}/d$.

(5) The values of Table 9.3 may be extrapolated to rectangular 2-way flat slabs supported on walls on all four sides by multiplying them by the following ratio:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\sqrt[4]{\frac{1}{1-0{,}65\frac{l_{\min}}{l_{\max}}}} \tag{9.25}$$

For the use of Table 9.3 the slenderness ratio should be determined, in this case, as $l_{\min}/d$.

9.3.3 Simplified calculation of long-term deflections for reinforced concrete building structures

(1) The simplified method detailed in 9.3.3 assumes that the deflections are determined for the quasi-permanent combination of actions with $\psi_2 = 0{,}3$ and that the verification is made for the long term. Cracking of the sections and tension stiffening effects are assessed on the basis of the characteristic combination of actions.

(2) Long-term deflections may be determined from linear elastic analysis using gross concrete sections and assuming long-term properties (i.e. $E_{c,\text{eff}}$) according to Formula (9.26).

$$\delta = \frac{1}{k_{\text{I}}}\left(\frac{h}{d}\right)^3 [k_\omega \delta_{\text{loads}} + k_{\text{s}} \delta_{\varepsilon\text{cs}}] \tag{9.26}$$

where

δ_{loads} is the linear elastic deflection, determined for uncracked conditions, due to the quasi-permanent combination of actions;

$\delta_{\varepsilon\text{cs}}$ is the linear elastic deflection, determined for uncracked conditions, due to differential shrinkage determined by applying, on the linear elastic model, the curvature given by Formula (9.27)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\varepsilon_{\text{cs}}} = \frac{E_{\text{s}}}{E_{\text{c,eff}}}\varepsilon_{\text{cs}}\frac{S_{\text{s}}}{I_{\text{g}}} \tag{9.27}$$

where

S_{s} is the first moment of area of the required tension and compression reinforcements with respect to the centroid of the gross concrete cross section;

I_{g} is the second moment of area of the gross concrete cross section;

k_{I} is an adjustment coefficient to account for the effect of cracking, for tension stiffening and for the fact that creep deformations are less than proportional to the creep coefficient in cracked sections. k_{I} may be estimated from Formula (9.28):

$$k_{\text{I}} = \begin{cases} 1{,}00 \text{ if } \omega_{\text{r}} \le \omega_{\text{cr}} \\ (0{,}045 f_{\text{cd}} + 1{,}80)\omega_{\text{r}} - 5 \times 10^{-3} f_{\text{cd}} + 0{,}7 \text{ if } \omega_{\text{cr}} \le \omega_{\text{r}} \le 0{,}5 \\ 0{,}022 f_{\text{cd}} + 1{,}6 \text{ if } \omega_{\text{r}} > 0{,}5 \end{cases} \tag{9.28}$$

with

$$\omega_{\text{cr}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{1{,}05}{3}\frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{cd}}}\left(\gamma_{\text{G}} + (\gamma_{\text{Q}} - \gamma_{\text{G}})\frac{LL}{TL}\right)\left(\frac{h}{d}\right)^2} \tag{9.29}$$

where

ω_{r} is the required mechanical tension reinforcement ratio related to $(b \cdot d)$ to resist the moment due to the design loads, at mid span for continuous or simply supported elements and at the support for cantilevers;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

ω_{cr} is the mechanical reinforcement ratio, below which, the structure is not expected to crack under the characteristic combination of actions;

k_s is coefficient to account for the effect of cracking on the shrinkage deflection. k_s may be estimated from Formula (9.30):

$$k_s = \begin{cases} 1{,}00 \text{ if } \omega_r \leq \omega_{cr} \\ 455\rho_l^2 - 35\rho_l + 1{,}6 \text{ if } \omega_r > \omega_{cr} \end{cases} \tag{9.30}$$

k_ω is a coefficient to account for the effect of over-reinforcement on the deflection and may be taken as

$$k_\omega = \left(\frac{\omega_r}{\omega_{prov}}\right)^{0,7} \tag{9.31}$$

where ω_{prov} is the mechanical tension reinforcement ratio actually provided.

9.3.4 General method for deflection calculations

(1) For a detailed deflection control the deformations should be calculated under load conditions which are appropriate to the purpose of the check, see prEN 1990.

(2) Members which are not expected to be stressed above the level which would cause the tensile strength of the concrete to be exceeded anywhere within the member may be considered to be uncracked. The assessment should allow for tensile stresses induced by restraint of early age thermal and long-term shrinkage strains.

(3) Members which are expected to crack, but may not be fully cracked, should be taken to behave in a manner intermediate between the uncracked and fully cracked conditions. For members subjected mainly to flexure Formula (9.32) may be used:

$$\alpha_\delta = (1 - \zeta)\alpha_I + \zeta\alpha_{II} \tag{9.32}$$

where

α_δ is the deformation parameter considered which may be, for example, a strain, a curvature, or a rotation (as a simplification α_δ may also be taken as a deflection, see (9);

α_I, α_{II} are the values of the deformation parameter calculated for the uncracked and fully cracked conditions respectively;

ζ is a distribution coefficient (allowing for tension stiffening at a section) which may be taken from Formula (9.33):

$$\zeta = 1 - \beta_t\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \geq 0 \tag{9.33}$$

$\zeta = 0$ for uncracked sections;

β_t is a coefficient taking into account the influence of the duration of loading or of repeated loading on the average strain; it may be taken equal to:

$\beta_t = 1{,}0$ for a single short-term loading,

$\beta_t = 0{,}5$ for sustained loads or many cycles of repeated loading;

σ_s is the highest stress having occurred due to the moment being analysed in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section;

σ_{sr} is the stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section under the loading conditions causing first cracking.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) For the calculation of deflections under predominantly flexural stresses, the value of $f_{ct,eff}$ may be taken as $f_{ctm,fl}$ (see Formula (9.34) with h [mm]) provided that the calculation of minimum reinforcement for crack control is based on the same value.

$$f_{ctm,fl} = \max\left\{\left(1{,}6 - \frac{h}{1000}\right)f_{ctm};\ f_{ctm}\right\} \tag{9.34}$$

(5) For loads with a duration causing creep, the total deformation including creep may be calculated by using an effective modulus of elasticity for concrete according to Formula (9.1).

(6) Shrinkage curvatures may be assessed using Formula (9.27). In this case, S and I should be calculated for the uncracked condition and the fully cracked condition, the final curvature being assessed by use of Formula (9.32) and the deflection due to shrinkage determined by double integration of the curvature.

(7) For a rigorous calculation of deflections using the method given in (3) the curvatures should be computed at frequent sections along the member and then, the deflection calculated by numerical integration. In most cases the deflection may be computed once, assuming the whole member to be uncracked and secondly assuming a fully cracked condition, and then interpolate using Formula (9.32).

9.4 Vibrations

(1) Measures should be taken to prevent vibrations that cause discomfort to people or limit the functional effectiveness of the structure.

(2) Verification of vibrations of concrete structures should be considered following indications in prEN 1990:2020, A1.7.3, A2 and prEN 1991-1-4, Annex E, as relevant.

(3) For the verification of vibrations of concrete structures, in absence of more refined methods, the effective damping ratio ξ_v may be taken as the sum of the effective structural damping ($\xi_{v,st}$), the effective damping due to furniture ($\xi_{v,furn}$), and the effective damping due to ceiling and floor finishing ($\xi_{v,fin}$). Table 9.4 provides values for the three effective damping components.

Table 9.4 — Suggested values for effective damping components

Structural Damping ($\xi_{v,st}$) in general		
1	Reinforced concrete	2 %
2	Prestressed concrete	1 %
Damping due to furniture ($\xi_{v,furn}$) in buildings		
3	Typical office for 1 to 3 people with division panels	2 %
4	Office with computer-workplaces and few bookshelves and cabinets	0 %
5	Open-plan office	1 %
6	Library	1 %
7	House	1 %
8	School	0 %
9	Gymnasium	0 %
Damping from ceiling and floor finishing ($\xi_{v,fin}$) in buildings		
10	Suspended ceiling	1 %
11	“swimming” floor (e.g. laminate)	0 %
12	swimming floor screed	1 %

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

10 Fatigue

10.1 General

(1) Structures and structural components subjected to repeated load or deformation cycles shall be verified to endure the expected cyclic actions during the required design life.

(2) A fatigue verification may generally be omitted for the following structures and members:

a) common buildings not subjected to a total number of significant load cycles $\leq 2 \cdot 10^4$,

b) reinforcing steel bars if the steel stress under the fatigue load combination according to 10.2(1) is limited to 200 MPa in unwelded and 40 MPa in welded reinforcing steel bars, respectively;

c) footbridges, with the exception of structural components with wind induced vibrations;

d) buried arch and frame structures with a minimum earth cover of 1,00 m for road bridges and 1,50 m for railway bridges, respectively;

e) foundations of bridges;

f) piers and columns which are not rigidly connected to superstructures;

g) retaining walls of embankments for roads and railways;

h) abutments of road and railway bridges which are not rigidly connected to superstructures, except for deck slabs of abutments;

i) prestressing and reinforcing steel, in sections where, under the frequent combination of actions and P_k, only compressive stresses occur at the extreme concrete fibres;

j) external and unbonded tendons, lying within the depth of the concrete section.

(3) The verification shall be performed separately for reinforcement and concrete by:

— simplified methods given in 10.4 to 10.7 or

— refined methods using damage equivalent stresses in E.4 or

— explicit method using *Palmgren-Miner* Rule in E.5.

10.2 Combination of actions

(1) The fatigue-inducing cyclic action shall be combined with other actions according to prEN 1990:

$$\sum F_d = \sum_i G_{\mathrm{k,i}} + \sum_j \psi_{2,\mathrm{j}}\, Q_{\mathrm{k,j}} + (P_k) + Q_{\mathrm{fat}} \tag{10.1}$$

NOTE $Q_{\mathrm{k,i}}$ are non-cyclic, non-permanent actions, these should include temperature $Q_{\mathrm{k,temp}}$ to determine whether cracked or uncracked sections should be considered. Q_{fat} is the relevant fatigue load (e.g. traffic load or other cyclic load) as defined in prEN 1991.

(2) For the verification according to 10.4 to 10.6, Q_{fat} should be taken as the frequent fatigue load as defined in prEN 1991. For road bridges, Q_{fat} should be taken as the frequent fatigue load of load model 1 according to prEN 1991-2. For railway bridges, Q_{fat} should be taken as the frequent fatigue load of load model 71 according to prEN 1991-2.

10.3 Internal forces and stresses for fatigue verification

(1) When determining forces and stresses of the reinforcement, the tensile strength of concrete shall be ignored and a linear stress-strain relationship for concrete under compression shall be used, satisfying compatibility of strains of the two materials.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) The effect of different bond behaviour of prestressing and reinforcing steel shall be taken into account. This may be done by calculating the steel stress range with an equivalent area of reinforcement for the prestressing tendons considering the ratio of bond stress ξ:

$$A_{\mathrm{e}} = A_{\mathrm{p}} \sqrt{\xi \frac{\phi}{\phi_{\mathrm{p}}}} \tag{10.2}$$

where

A_{e} is the equivalent area of reinforcement;

A_{p} is the area of prestressing tendon or tendons;

ϕ is the largest diameter of reinforcing steel;

ϕ_{p} is the diameter or equivalent diameter $\phi_{\mathrm{p,eq}}$ of prestressing steel:

$\phi_{\mathrm{p,eq}} = 1{,}60\sqrt{A_{\mathrm{p}}}$ for bundles,

$\phi_{\mathrm{p,eq}} = 1{,}75\phi_{\mathrm{wire}}$ for single 7 wire strands,

where ϕ_{wire} is the wire diameter,

$\phi_{\mathrm{p,eq}} = 1{,}20\phi_{\mathrm{wire}}$ for single 3 wire strands;

ξ is the ratio of bond strength between bonded tendons and ribbed or indented reinforcing steel in concrete. Unless more precise data is available the values given in Table 10.1 may be used.

Table 10.1 — Ratio of bond strength ξ between tendons and reinforcing steel

prestressing steel	Ratio of bond strength ξ		
	pre-tensioned	bonded, post-tensioned	
		$f_{\mathrm{ck}} \leq 50$ MPa	$f_{\mathrm{ck}} \geq 70$ MPa
smooth bars and wires	not applicable	0,30	0,15
strands	0,60	0,50	0,25
indented wires	0,70	0,60	0,30
ribbed bars	0,80	0,70	0,35
NOTE Intermediate values may be interpolated between 50 MPa $< f_{\mathrm{ck}} <$ 70 MPa.			

(3) The redistribution of stresses in concrete in the compression zone may be accounted for by verifying the compression stress at a distance of 100 mm (but not more than 1/3 of the cross section depth) from the outermost compressed fibre. The stress should not be taken less than 2/3 of the maximum compressive stress.

(4) In the design of the shear reinforcement the inclination of the compressive struts θ_{fat} should be calculated using the compression field inclination θ at ULS from 8.2.3 in Formula (10.3):

$$\cot\theta_{\mathrm{fat}} = \sqrt{\cot\theta} \geq 1{,}0 \tag{10.3}$$

A more refined calculation of $\cot\theta_{\mathrm{fat}}$ according to Annex G may be used.

(5) In prestressing and reinforcing steel exposed to fatigue loads, the maximum stresses under the relevant fatigue load combination shall not exceed the design yield strength.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

10.4 Simplified verification of reinforcing or prestressing steel

(1) Adequate fatigue resistance may be assumed under tension, if the stress range under the fatigue load combination according to (10.2) with the frequent cyclic load with a maximum of 10^8 load cycles complies with:

a) reinforcing steel bars (for bent bars footnote [a)] of Table E.1(NDP) should be applied):

— $\Delta\sigma_{sd} \leq 90$ MPa unwelded reinforcing bars $\phi \leq 12$ mm,

— $\Delta\sigma_{sd} \leq 73$ MPa unwelded reinforcing bars $\phi > 12$ mm,

— $\Delta\sigma_{sd} \leq 40$ MPa welded reinforcing bars $\phi \leq 12$ mm,

— $\Delta\sigma_{sd} \leq 30$ MPa welded reinforcing bars $\phi > 12$ mm,

b) prestressing steel for pre-tensioning

— $\Delta\sigma_{pd} \leq 95$ MPa

c) prestressing steel for post-tensioning

— $\Delta\sigma_{pd} \leq 95$ MPa single strands in plastic ducts,

— $\Delta\sigma_{pd} \leq 80$ MPa straight tendons and curved tendons in plastic ducts,

— $\Delta\sigma_{pd} \leq 55$ MPa curved tendons in steel ducts.

NOTE These limits for the design stress ranges (including partial factor $\gamma_{F,f}$ according to prEN 1990) in the reinforcement are based on 10^8 assumed load cycles and $\gamma_S = 1{,}15$.

(2) Where welded reinforcing bars or coupling devices of tendons are used in prestressed concrete, no tension may appear in the concrete section over the depth of the prestressing tendons or reinforcing steel bar under the fatigue load combination according to 10.2 with the frequent fatigue load.

10.5 Simplified verification of concrete under compression or compression-tension

(1) Adequate fatigue resistance of concrete under compression or compression-tension may be assumed to be met, if the following condition is satisfied:

$$\frac{|\sigma_{cd,max}|}{f_{cd,fat}} \leq 0{,}5 + 0{,}45\frac{|\sigma_{cd,min}|}{f_{cd,fat}} \leq 0{,}90 \tag{10.4}$$

where

$\sigma_{cd,max}$ is the maximum compressive stress at a fibre under the fatigue load combination according to 10.2 with the frequent fatigue load;

$\sigma_{cd,min}$ is the minimum compressive stress at the same fibre where $\sigma_{c,max}$ occurs. If $\sigma_{c,min}$ is a tensile stress, then $\sigma_{cd,min}$ should be taken as 0.

$f_{cd,fat}$ is the design fatigue strength of concrete according to Formula (10.5)

$$f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_0) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \cdot k_{tc} \cdot \eta_{cc,fat} \tag{10.5}$$

where

$\beta_{cc}(t_0)$ is a coefficient for concrete strength at first load application (see B.4(1));

t_0 is the time of the start of the cyclic loading on concrete in days;

$\eta_{cc,fat}$ $= \min\{0{,}85\eta_{cc}; 0{,}8\}$;

η_{cc} according to 5.1.6(1).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

10.6 Simplified verification of concrete under shear

(1) For members requiring design shear reinforcement at the ultimate limit state, Formula (10.4) may be applied to the struts of members subjected to shear. In this case the design fatigue reference strength of concrete $f_{cd,fat}$ should be reduced by the strength reduction factor ν (see 8.2.3(5)).

(2) For members not requiring design shear reinforcement at the ultimate limit state it may be assumed that the concrete resists fatigue due to shear effects where the following formulae are complied with:

for $\tau_{Ed,min}/\tau_{Ed,max} \geq 0$:

$$\frac{|\tau_{Ed,max}|}{\tau_{Rd,c}} \leq 0{,}5 + 0{,}45\frac{|\tau_{Ed,min}|}{\tau_{Rd,c}} \leq 0{,}90 \tag{10.6}$$

for $\tau_{Ed,min}/\tau_{Ed,max} < 0$:

$$\frac{|\tau_{Ed,max}|}{\tau_{Rd,c}} \leq 0{,}5 - \frac{|\tau_{Ed,min}|}{\tau_{Rd,c}} \tag{10.7}$$

where

$\tau_{Ed,max}$ is the design shear stress due to the maximum applied shear force under the fatigue load combination;

$\tau_{Ed,min}$ is the design shear stress due to the minimum applied shear force under the fatigue load combination according to 10.2 with the frequent fatigue load in the cross section where $\tau_{Ed,max}$ occurs;

$\tau_{Rd,c}$ is the design value for shear resistance stress without shear reinforcement according to Formula (8.16).

10.7 Simplified verification of shear at interfaces

(1) Interfaces subjected to fatigue actions should be rough, very rough or keyed.

(2) In verification with Formula (10.8) without reinforcement crossing the interface, the values for $c_{v1,fat}$ and $\mu_{v,fat}$ in Table 10.2 should be applied.

$$\tau_{Edi} \leq \tau_{Rdi} = c_{v1,fat}\frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_C} + \mu_{v,fat} \cdot |\sigma_n| \leq \nu \cdot f_{cd} \tag{10.8}$$

(3) The fatigue verification of reinforcement crossing the interface may be omitted in members with shear reinforcement crossing the interface and fulfilling the minimum requirements according to 12.2, if:

— the interface is very rough or keyed as defined in 8.2.6(6) and

— the interface reinforcement is sufficiently anchored and crosses the interface at an angle according to Figure 8.15b).

(4) If reinforcement crossing the interface is required, it should be anchored and the shear strength verified according to Formula (10.9) with $\mu_{v,fat}$ from Table 10.2:

$$\Delta\tau_{Edi} \leq \Delta\tau_{Rdi} = \mu_{v,fat} \cdot |\sigma_n| + \rho\frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{0{,}45 \cdot \gamma_S}\left(\mu_{v,fat} \cdot \sin\alpha + \cos\alpha\right) \tag{10.9}$$

where the stress range $\Delta\tau_{Edi}$ is defined by upper and lower load combination of Formula (10.1).

The value of $\Delta\sigma_{Rsk}$ should be taken from Table E.1(NDP) or from a technical documentation.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 10.2 — Coefficients $c_{v1,fat}$ and $\mu_{v,fat}$ for different interface roughness

Surface roughness	without interface reinforcement Formula (10.8)		with interface reinforcement Formula (10.9)
	$c_{v1,fat}$	$\mu_{v,fat}$	$\mu_{v,fat}$
rough	0,075	0,7	0,7
very rough	0,095	0,9	0,9
keyed	0,185	0,9	0,9

11 Detailing of reinforcement and post-tensioning tendons

11.1 General

(1) The rules given in Clause 11 apply to ribbed and indented reinforcement, mesh and post-tensioning tendons.

NOTE Additional information for plain reinforcement is given in Annex I.

11.2 Spacing of bars

(1) The clear distance between parallel bars and their arrangement should be sufficient to allow access for vibrators if needed for good compaction of the concrete. Where bars are positioned in separated horizontal layers, there should be sufficient space between the resulting columns of bars to allow access for vibrators and good compaction of concrete.

(2) The clear distance c_s (horizontal and vertical) between individual parallel bars should be not less than max{ϕ; D_{upper} + 5 mm; 20 mm}.

(3) Bars may be arranged in bundles with a maximum of 3 contacting parallel bars. For bundles of vertical bars in compression and for bars in a lapped joint, a maximum of 4 contacting parallel bars may be used. Bars in bundles of 3 and 4 should be arranged so that every bar is in contact with at least two other bars. Clear distance between bundles of bars should be not less than the equivalent diameter ϕ_b defined in 11.4.3(1).

(4) The clear distance between the face of already poured concrete and a bar parallel to it should be at least 5 mm.

(5) The minimum clear spacing between post-installed reinforcing steel bars or between post-installed reinforcing steel bars and cast-in reinforcing steel bars is given in 11.4.8.

11.3 Permissible mandrel diameters for bent bars

(1) The minimum diameter to which a bar may be bent shall be such as to avoid:

— damaging the reinforcement (see (2)) and

— failure of the concrete inside the bend of the bar (crushing, splitting or spalling of reinforcement cover), see (4) and (5).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) The mandrel diameter of bars and wires without welds or of bars, wires and fabrics with welds at least 3ϕ

away from the bent should be at least:

— $\phi_{\text{mand,min}} = 4\phi$ for $\phi \leq 16$ mm

— $\phi_{\text{mand,min}} = 7\phi$ for $\phi > 16$ mm

For bars, wires and fabrics with welded transverse bars at least 3ϕ away from start of bend where the welding is carried out in accordance with EN ISO 17660, the mandrel diameter should not be less than:

— $\phi_{\text{mand,min}} = 5\phi$ for $\phi \leq 16$ mm where ϕ is the diameter of the bent bar

— $\phi_{\text{mand,min}} = 7\phi$ for $\phi > 16$ mm

Reinforcement that has been tested according to EN ISO 15630-1 and documented to be bendable to smaller mandrel diameters may be bent to not less than $\phi_{\text{mand,min}} = \phi_{\text{mand,test}} + \phi$.

(3) Reinforcement that is intended to be re-bent (straightened) shall in the first bending operation be bent with mandrels that are at least 1,5 times larger than $\phi_{\text{mand,min}}$ according to (2) and shall be of ductility class B or class C.

(4) Provided that $f_{\text{yd}} \leq 25 f_{\text{cd}}$ and $\gamma_{\text{C}} \leq 1{,}5$, verification of the concrete inside the bend may be omitted for:

— stirrups in compliance with 12.3.4(4),

— standard hook and bend anchorages complying with Figure 11.6 at a clear distance $c_{\text{x}} \geq 1{,}5\phi$ from an edge parallel to the bent and a clear distance between bars $c_{\text{s}} \geq 3\phi$ according to Figure 11.6c and

— all bends with an angle $\alpha_{\text{bend}} \leq 45°$ at a clear distance $c_{\text{x}} \geq 2{,}5\phi$ from an edge parallel to the bent, a clear distance between bars $c_{\text{s}} \geq 5\phi$ and the length of the straight segments between multiple bends is not shorter than $2\phi + c_{\text{d}}$.

(5) In cases not complying with (4), the design value of the steel stress σ_{sd} should be verified to avoid concrete failures inside the bend according to Formula (11.1):

$$\sigma_{\text{sd}} \leq 0{,}65 f_{\text{cd}} \frac{\phi_{\text{mand}}}{\phi} + \frac{\sqrt{f_{\text{ck}}}}{\gamma_C} \left(\frac{d_{\text{dg}}}{\phi}\right)^{1/3} \left(\frac{c_{\text{d}}}{\phi} + \frac{1}{2}\right) \left(k_{\text{bend}} + 0{,}7 \cdot \frac{\phi_{\text{mand}}}{\phi}\right) \tag{11.1}$$

where

ϕ_{mand} is the mandrel diameter;

c_{d} is the cover or half the clear space between bars according to Figure 11.6c);

k_{bend} is a parameter considering the bend angle α_{bend}:

$k_{\text{bend}} = 32$ for $\alpha_{\text{bend}} = 45°$,

$k_{\text{bend}} = 16$ for $\alpha_{\text{bend}} = 90°$,

$k_{\text{bend}} = 12$ for $\alpha_{\text{bend}} = 135°$,

$k_{\text{bend}} = 8$ for 180° loops,

$k_{\text{bend}} = 32 \cdot (45°/\alpha_{\text{bend}})$ for intermediate bend angles (α_{bend} defined in Figure 11.6).

In case of multiple bends, the length of the straight sections between bends shall not be shorter than $2\phi + c_{\text{d}}$.

NOTE Practical bending can require longer straight sections.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

11.4 Anchorage of reinforcing steel in tension and compression

11.4.1 General

(1) Reinforcing steel bars, wires or welded mesh fabrics shall be anchored so that their longitudinal forces are safely transmitted to concrete in compression (see Figure 11.2) or are transferred to another reinforcement according to 11.5.

NOTE For consideration of possible local concrete breakout or blowout, see also 4.4.

(2) Potential cracking parallel to the anchored reinforcement should be controlled by appropriate transverse or confinement reinforcement. Generally, minimum transverse or shear reinforcement according to Clause 12 will suffice.

(3) In linear members, stirrups enclosing the bars as shown in Figures 11.1a) and b) should be provided to control longitudinal cracking as well as delamination cracking parallel to the anchored reinforcement.

(4) In planar members, transverse bars parallel to the concrete surface placed above or below the anchored reinforcement as shown in Figures 11.1c) and d) should be provided to control longitudinal cracks. Shear reinforcement, bends in the anchored reinforcement as shown in Figure 11.1c) or edge reinforcement according to Figure 12.4 should be provided to control delamination cracks.

NOTE Longitudinal cracking in the plane of the anchored reinforcement can considerably reduce the anchorage performance.

a) b) c) d)

Key

a potential delamination crack

b potential longitudinal crack

Figure 11.1 — Examples of reinforcement controlling delamination and longitudinal cracks

(5) Methods of anchorage as shown in Figure 11.2 may be used for reinforcing steel in tension and in compression. However, for methods b) and c) used in compression, only the first straight segment may be considered as anchorage, except as given in 11.4.4(3).

(6) The start of anchorage as shown in Figure 11.2 refers to the cross section where the reinforcement force is fully transferred to the concrete in compression (examples are shown in Figures 8.28 and 8.29). For force transfer to other reinforcements, see 11.5.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Anchorage of straight bars 11.4.2

d) Anchorage of headed bars 11.4.6

b) Anchorage of bends and hooks 11.4.4

e) Anchorage of welded reinforcement bars 11.4.7

c) U-bar loops 11.4.5

f) Anchorage of bonded post-installled reinforcing steel 11.4.8

Key

l_{bd} design anchorage length

X start of anchorage

Figure 11.2 — Methods of anchorage (shown for tensile forces)

11.4.2 Anchorage of straight bars

(1) A design anchorage length l_{bd} (Figure 11.3) shall at least be provided to safely transfer the forces from a bar to the surrounding concrete without spalling or bond failures.

a) tension

b) compression

c) conditions for c_d

Key

1 edge bar

2 interior bar

Nominal cover $c_d = \min\{0{,}5c_s; c_x; c_y\}$

Figure 11.3 — Definition of design anchorage length for straight anchorage

(2) For ribbed bars with $\phi \leq 32$ mm and indented bars with $\phi \leq 14$ mm in common cases the design anchorage length l_{bd} divided by diameter in tension and compression in persistent and transient design situations may be taken from Table 11.1(NDP).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 11.1 (NDP) — Anchorage length of straight bars divided by diameter l_{bd}/ϕ

ϕ [mm]	Anchorage length l_{bd}/ϕ							
	f_{ck}							
	20	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**	**60**
≤ 12	47	42	38	36	33	31	30	27
14	50	44	41	38	35	33	31	29
16	52	46	42	39	37	35	33	30
20	56	50	46	42	40	37	35	32
25	60	54	49	46	43	40	38	35
28	63	56	51	47	44	42	40	36
32	65	58	53	49	46	44	41	38

NOTE The values of table 11.1(NDP) are derived from Formula (11.2). This table is valid for $c_d \geq 1{,}5\phi$; $\sigma_{sd} = 435$ MPa and for bars in good bond conditions. For bars in poor bond conditions in concrete members the values should be multiplied by 1,2. For $\sigma_{sd} < 435$ MPa the values may be multiplied by $(\sigma_{sd}/435)$, but consider $l_{bd}/\phi \geq 10$.

(3) In cases not complying with the limitations of Table 11.1(NDP), or for a more detailed calculation, the design anchorage length in tension l_{bd} should be calculated as:

$$l_{bd} = k_{lb} \cdot k_{cp} \cdot \phi \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435}\right)^{n_\sigma} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1{,}5\phi}{c_d}\right)^{\frac{1}{2}} \geq 10\phi \tag{11.2}$$

where

$n_\sigma = 1{,}0$ for $\sigma_{sd} \leq 435$ MPa,

$n_\sigma = 1{,}5$ for $\sigma_{sd} > 435$ MPa;

k_{cp} coefficient accounting for casting effects on bond conditions:

— $k_{cp} = 1{,}0$ for bars with good bond conditions according to Figure 11.4;

— $k_{cp} = 1{,}2$ for poor bond conditions and for all bars used in slipform construction unless it is shown that the vertical bars cannot move during casting;

— $k_{cp} = 1{,}4$ for all bars executed under bentonite or similar slurries unless data is available for the specific slurry to be used.

NOTE The following values for k_{lb} apply, unless a National Annex gives different values:
$k_{lb} = 50$ for persistent and transient design situations, and
$k_{lb} = 39$ for accidental design situations.

Ratios in Formula (11.2) with bar diameter shall be limited as $(\phi/20\text{ mm}) \geq 0{,}6$ and as $(1{,}5\phi/c_d) \geq 0{,}4$.

(4) Good bond conditions are defined as:

a) bars with an inclination of 45° to 90° to the horizontal during concreting, and

b) bars with an inclination less than 45° to the horizontal which are up to 300 mm from the bottom of the formwork or at least 300 mm from the free surface during concreting.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Otherwise poor bond conditions should be assumed (see Figure 11.4).

Key

1 top surface during concreting

2 zone with poor bond conditions for bars with an inclination less than 45° to the horizontal

3 zone with good bond conditions

Figure 11.4 — Description of bond conditions as a function of member depth

(5) In presence of confinement reinforcement (Figure 11.5a)) or of transverse reinforcement arranged between the bar to be anchored and the free surface (Figure 11.5b)) or/and of external pressure (Figure 11.5c)), the design anchorage length may be reduced by replacing parameter c_d in Formula (11.4) by:

$$c_{d,conf} = c_d + \left(30k_{conf} \cdot \rho_{conf} + \frac{8 \cdot \sigma_{ctd}}{\sqrt{f_{ck}}}\right) \cdot \phi \leq 3{,}75\phi \tag{11.3}$$

where

ρ_{conf} is the ratio of the reinforcement providing confinement referred to the diameter of the bar to be anchored or spliced:

$$\rho_{conf} = \frac{n_t \cdot \pi \cdot \phi_t^2}{4 \cdot n_b \cdot \phi \cdot s} \tag{11.4}$$

ϕ is the diameter of the bar to be anchored or spliced;

ϕ_t is the diameter of the reinforcement providing confinement;

n_t is the number of legs of reinforcement providing confinement and crossing thepotential splitting failure surface (see Figures 11.5a) and b));

n_b is the number of anchored bars or pairs of lapped bars in the potential splitting failure surface;

s is the spacing of reinforcement providing confinement along the bar to be anchored;

k_{conf} is an effectiveness factor depending on the reinforcement detail; it may be taken as:

— $k_{conf} = 1{,}0$ for confinement reinforcement crossing the potential splitting surface and fulfilling the requirement of Figure 11.5a) (net distance $\leq 5\phi$),

— $k_{conf} = 0{,}25$ for transverse reinforcement within the cover c_y and fulfilling the requirement of Figure 11.5b) ($c_s \geq 8c_y$),

— $k_{conf} = 0$ in other circumstances;

σ_{ctd} is the design value of the mean compression stress perpendicular to the potential splitting failure (see Figure 11.5c)).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

n_t=1, n_b=2, n_t=2, n_b=1,

a) confinement reinforcement b) transverse reinforcement c) external pressure

Key

1 potential splitting surface

Figure 11.5 — Definition of cases where the design anchorage length may be reduced due to confinement or transverse reinforcement

(6) For anchorages in compression with a free surface perpendicular to the bar at a distance ≥ 3,5ϕ, the design anchorage length l_{bd} calculated according to (2) to (5) may be reduced by 15ϕ, but shall not be shorter than 10ϕ.

11.4.3 Anchorage of bundles

(1) All provisions for anchorage of straight bars may be used also for bundles of bars anchored in one cross section according to (3) with parameter ϕ replaced by an equivalent diameter of the bundle defined as:

$$\phi_b = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_s} \tag{11.5}$$

where A_s is the total area of all bars contained in the bundle.

(2) When anchoring one bar in a bundle, the design anchorage length should be based on its own diameter and covers. When anchoring more than one bar of a bundle, the design anchorage length of those bars should be based on their equivalent diameter and covers, see Figure 11.6. Values k_{lb} are according to Formula (11.2).

11.4.4 Anchorage of bars with bends and hooks

(1) The design anchorage length of in 11.4.2(2) or (3) may be reduced by 15ϕ for standard hook and bend anchorages in tension complying with Figure 11.6 (but with l_{bd} ≥ 10ϕ).

Parameter c_d to be used in 11.4.2 is defined in Figure 11.6c).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) standard hook

b) standard 90° bend anchorages in tension

c) definition of nominal cover c_d (definition of c_s and c_x, see Figure 11.3c))

Figure 11.6 — Anchorage with standard hook and bend

(2) For bend and hook anchorages in tension not complying with Figures 11.6a) or b), the total design anchorage length $l_{b,tot}$ measured along the centre-line of the bar as defined in Figure 11.7a) may be calculated using 11.4.2.

Parameter c_d to be used in 11.4.2 is defined in Figure 11.6c).

(3) For bend and hook anchorages in compression, only the first straight segment (l_{bd} in Figure 11.7b)) may generally be taken to contribute to anchorage, except when all free surfaces perpendicular to the bar are at a distance ≥ 3,5ϕ. The design anchorage length l_{bd} may be reduced by 15ϕ, but shall not be shorter than 10ϕ.

a) bend or hook in tension

b) bend or hook in compression

Figure 11.7 — Definition of design anchorage length l_{bd} or $l_{bd,tot}$ for bars with non-standard hooks and bends and for bars in compression

11.4.5 Anchorage of bars with welded transverse reinforcement

(1) The design anchorage length in 11.4.2(2) or (3) with welded transverse reinforcement in tension and compression complying with Figure 11.8 (e.g. fabric) may be reduced by 15ϕ, (but with l_{bd} ≥ 10ϕ) under the condition that:

— when ϕ_t ≥ 0,6ϕ at least one transverse bar is to be located within the anchorage length (Figure 11.8a)),

— when ϕ_t ≤ 0,6ϕ a minimum of two transverse bars are to be located within the anchorage length with 50 mm ≤ s ≤ 100 mm and for ϕ ≤ 16 mm (Figure 11.8b)).

NOTE For minimum weld strength, see C.4.1(2).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) one transverse bar within the anchorage length

b) two transverse bars within the anchorage length

Figure 11.8 — Methods of anchorage with welded transverse reinforcement

11.4.6 Anchorage of U-bar loops

(1) For U-bar loops subject to pure tension, anchorage may be considered to be provided if the loop details comply with 11.3.

(2) Alternatively, the design anchorage length in 11.4.2(2) or (3) with U-bar loops in tension with the minimum mandrel diameter may be reduced by 20ϕ (but with $l_{bd} \geq 10\phi$).

11.4.7 Anchorage of headed bars

(1) A tensile stress in the reinforcing steel bar $\sigma_{sd} = 435$ MPa may be considered to be developed without additional anchorage length for heads $\phi_h \geq 3\phi$ with $f_{ck} \geq 25$ MPa and

— $c_a, c_b \geq 3\phi + 0{,}5\phi_h$;

— $s_a \geq 2c_a$;

— $s_b \geq 2c_b$

where

c_a, c_b, s_a, s_b according to Figure 11.9b);

ϕ_h is the nominal head diameter or is the diameter of a circle with the same area as that of the actual head

$$\phi_h = 2\sqrt{\frac{A_h}{\pi}} \tag{11.6}$$

where A_h is the area of the head.

a_h and b_h shall not be taken larger than 4 times the thickness of the head plate.

The bearing surface of heads should be flat and at 90 degrees to the bar unless justified by testing appropriate to the design situation under consideration.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) tension

b) definition of plate dimensions (a_h, b_h, ϕ_h, A_h), bar spacing (s_a, s_b) and nominal bar covers (c_a, c_b)

Figure 11.9 — Definition of design anchorage length for headed bars

(2) In cases not complying with the requirements of (1) or for a more detailed calculation, the maximum tensile stress in the reinforcing steel developed by the head should be calculated as:

$$\sigma_{sd}{}' = \min\left\{\frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_C \cdot A_s} \cdot \frac{a_{eff} \cdot b_{eff}}{1 - \sqrt{\frac{A_h}{a_{eff} \cdot b_{eff}}}};\ f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{A_s}{A_h}\right) \cdot \min\left\{\sqrt{\frac{a_{eff} \cdot b_{eff}}{A_h - A_s}};\ 7{,}0\right\}\right\} \tag{11.7}$$

where

a_{eff} $= \min\{2c_a; s_a\}$;

b_{eff} $= \min\{2c_b; s_b; b_h + a_{eff}\}$;

A_h, c_a, c_b, s_a, s_b, σ'_{sd} are defined in Figure 11.9.

(3) For tensile forces larger than the anchorage capacity of the head, both forces in the head and in the anchorage length of the bar may be accounted for. The design length in the reinforcing bar l_{bd} to develop the remaining stress $\sigma_{sd} - \sigma'_{sd}$ should be calculated according to Formula (11.8) as:

$$l_{bd} = l_{bd}(\sigma_{sd}) - l_{bd}(\sigma_{sd}{}') \tag{11.8}$$

(4) When used for shear or confinement reinforcement, anchorage should rely on the head only.

11.4.8 Anchorage of bonded post-installed reinforcing steel

(1) This Eurocode applies to post-installed reinforcing steel bars comprising a (de-coiled) straight reinforcing steel bar with properties according to C.4 and an anchoring mortar with established suitability and properties according to C.8 for the intended application, exposure condition and temperature, see C.8(4).

NOTE The suitability of the post-installed reinforcing steel bars is stated in a relevant European Technical Product Specification. It is assumed that the European Technical Product Specifications provide all information required for design of post-installed reinforcing steel bars to this Eurocode.

(2) The design of post-installed reinforcing bars according to this Eurocode assumes that the installation is performed according to the manufacturer's installation instructions by qualified personnel and inspection of the installation is carried out by appropriately qualified personnel.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) Unless differently specified in a European Technical Product Specification, the minimum concrete cover $c_{\mathrm{min,b}}$ for the bond of post-installed reinforcing bars in all directions should be detailed in accordance with Table 11.2, as a function of the intended drilling method and of the execution procedure.

Table 11.2 — Minimum concrete cover $c_{\mathrm{min,b}}$ for post-installed reinforcing steel bars

Drilling method	Bar diameter	$c_{\mathrm{min,b}}$	
		without drilling aid	**with drilling aid**
Hammer drilling and diamond coring/drilling	$\phi < 25$ mm	$30\ \mathrm{mm} + 0{,}06 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$	$30\ \mathrm{mm} + 0{,}02 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$
	$\phi \geq 25$ mm	$40\ \mathrm{mm} + 0{,}06\ l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$	$40\ \mathrm{mm} + 0{,}02 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$
Compressed air drilling	$\phi < 25$ mm	$50\ \mathrm{mm} + 0{,}08 l_{\mathrm{bd,pi}}$	$50\ \mathrm{mm} + 0{,}02 l_{\mathrm{bd,pi}}$
	$\phi \geq 25$ mm	$60\ \mathrm{mm} + 0{,}08 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$	$60\ \mathrm{mm} + 0{,}02 l_{\mathrm{bd,pi}} \geq 2\phi$

(4) Unless specified differently in a European Technical Product Specification, the minimum clear spacing between individual post-installed parallel bars should be $c_{\mathrm{s,pir}} = \max\{4d_0; 40\ \mathrm{mm} + d_0 - \phi; 2D_{\mathrm{upper}} + 5\mathrm{mm}\}$, where d_0 is the diameter of the drilled hole.

The minimum clear spacing c_{s} between post-installed reinforcing and cast-in reinforcing bars shall not be less than $c_{\mathrm{s,pir}} \geq \max\{2d_0; 20\ \mathrm{mm} + 0{,}5(d_0 - \phi); 2D_{\mathrm{upper}} + 5\mathrm{mm}\}$.

For compressed air drilling the values for minimum clear spacings given above shall be multiplied by the factor 1,5.

(5) The anchorage of post-installed reinforcing steel bars shall be designed considering the requirements of 11.4.1 and 11.4.2. The design anchorage length $l_{\mathrm{bd,pi}}$ of post-installed reinforcing steel bars in tension should be calculated as:

$$l_{\mathrm{bd,pi}} = \frac{l_{\mathrm{bd}}}{k_{\mathrm{b,pi}}} \geq \max\{10\phi \cdot \alpha_{\mathrm{lb}}; 100\ \mathrm{mm}\} \tag{11.9}$$

where

l_{bd} calculated according to 11.4.2, where the concrete strength considered in Formulae(11.3) and (11.5) shall be limited to $f_{\mathrm{ck}} \leq 50$ MPa or $f_{\mathrm{ck,is}} \leq 60$ MPa or the value stated in the European Technical Product Specification (whichever is larger), and the design stress in the reinforcing bar be limited to $\sigma_{\mathrm{sd}} \leq 435$ MPa, unless tested to higher values.

$k_{\mathrm{b,pi}}$ bond efficiency factor $0{,}7 \leq k_{\mathrm{b,pi}} \leq 1{,}0$ of the specified bond efficiency class, see C.8;

α_{lb} cracked concrete factor which may be taken as $\alpha_{\mathrm{lb}} = 1{,}5$ in general or as given in the European Technical Product Specification.

(6) The design anchorage length $l_{\mathrm{bd,pi}}$ of post-installed reinforcing steel bars in compression shall be determined according to Formula (11.9) but should not be reduced according to 11.4.2(6) unless confirmed by testing in accordance with C.8.

(7) Post-installed reinforcing steel bars may be lapped using $l_{\mathrm{sd,pi}}$ with straight cast-in deformed bars according to 11.5.2 and 11.5.3 where the design anchorage length l_{bd} is replaced by $l_{\mathrm{bd,pi}}$, calculated according to Formula (11.9) (see also Table 11.3). The lap length $l_{\mathrm{sd,pi}}$ should be designed for the minimum concrete cover of either cast-in or post-installed reinforcing steel bars and the bond conditions of the cast-in reinforcing steel bars.

(8) For shear forces across interfaces with post-installed reinforcing steel bars see 8.2.6.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

11.5 Laps of reinforcing steel in tension and compression and mechanical couplers

11.5.1 General

(1) Tension and compression forces may be transmitted from one bar to another by:

— lapping of bars anchored with a method described in Table 11.3 (see 11.5.2);

— mechanical couplers ensuring load transfer in tension and compression or compression only (see 11.5.6);

— full penetration butt welds or fillet welds (see 11.5.7).

(2) Mechanical couplers and welds shall be designed for the minimum design yield strength of the reinforcing steel at both sides of the connection. In this case, they may take place at the same section, without staggering.

11.5.2 All types of laps

(1) The detailing of laps between bars shall be such that:

— the transfer of forces from one bar to the next is ensured,

— spalling of the concrete in the vicinity of the lap does not occur,

— large cracks parallel to the lapped bars which affect the performance of the structure do not develop.

(2) A design lap length l_{sd} between two bars in tension or in compression should be provided, at least equal to the anchorage lengths l_{bd} given in 11.4, where the clear distance $c_s = c_{s1} + c_{s2}$ should be taken according to Figure 11.10.

Key

1 lapping bars

Figure 11.10 — Definition of clear distance cs in lap splices

(3) All bars in compression may be lapped in one section and the lap length designed for σ_{sd}.

(4) Away from plastic hinge locations, tension laps may be detailed with up to 100 % of bars lapped at any section and the lap length may be designed for σ_{sd}.

NOTE It is good practice to place laps away from potential plastic hinge locations such as fixed/cast-in ends, points of support of continuous beams or mid span of linear members.

(5) Where tension laps are located across plastic hinge locations, tension lap length may be designed for σ_{sd} if

— a confinement reinforcement is arranged according to 11.5.2(1) or

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— if they are staggered so that the area of lapped bars ≤ 35 % of the total cross section area of the reinforcement in linear members (beams and columns) or ≤ 50 % in planar members (slabs, walls and shells).

Otherwise, tension lap lengths should be designed for $1{,}2\sigma_{sd}$.

NOTE For laps in links, see 12.3.3.

(6) If staggering of laps is chosen as an option according to (5), the distance between adjacent laps is at least $0{,}3l_{sd}$ (see Figure 11.11b)).

a) 100 %-lap with clear distances between adjacent laps and lapped bars

b) 50 %-lap with clear distances between adjacent laps and lapped bars

Figure 11.11 — Examples of laps in planar members

(7) In cases of different methods of anchorage according to Table 11.3, the larger value of the design lap length l_{sd} calculated for both methods shall be used.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 11.3 — Types of laps and design lap lengths l_{sd}

Type of lap splice		Design lap length l_{sd}	
		Tension laps	Compression laps
	straight bars	$l_{sd} = l_{bd} \geq 15\phi$ where l_{bd} is calculated according to 11.4.2, see also 11.5.3	
	bends and hooks (tension only)	$l_{sd} = l_{bd} \geq 15\phi$ where l_{bd} is calculated according to 11.4.3, see also 11.5.3	–
	loops (tension only)	l_{sd} is calculated according to 11.5.4, with the limit $l_{sd} \geq \phi_{mand} + 4\phi$	–
	headed bars	l_{sd} is calculated according to 11.5.5	
	intermeshed fabric	$l_{sd} = l_{bd} \geq \max\{15\phi; 250 \text{ mm}\}$ where l_{bd} is calculated according to 11.4.5	
	layered fabric	$l_{sd} = l_{bd} + 2\phi \geq \max\{15\phi; 250 \text{ mm}\}$ where l_{bd} is calculated according to 11.4.5	
	bonded post-installed reinforcement	$l_{sd,pi} = l_{bd,pi} \geq \max\{15\phi; 250 \text{ mm}\}$ where $l_{bd,pi}$ is calculated according to 11.4.8	

(8) The distance between lapped bars should be as small as possible, generally touch one another. In case the clear distance exceeds the smaller of 50 mm or 4ϕ, the design lap length shall be shifted by the axis distance and additional transverse forces due to the distance between lapped bars shall be resisted by adequate transverse reinforcement.

(9) Where confinement or transverse reinforcement in the lap zone is used to reduce the design lap length according to 11.4.2(5) and/or 11.5.2(2), at least 5 bars fulfilling the requirement of Figure 11.13a) or 11.13c) should be distributed over the lap length, or alternatively, 3 bars over a length of $0{,}3l_{sd}$ at both ends of the lap according to Figure 11.12b) and 11.12d).

The minimum amount of confinement according to 11.5.2(4) should be dimensioned so that $c_{d,conf}$ according to Formula (11.3) is not less than 3ϕ.

(10) For compression laps, at least one transverse bar or confinement link should be placed at each end of the lap within a maximum of 50 mm or 2ϕ of the ends of the lap where ϕ is the diameter of the smaller

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

lapped bar. These bars or links may be one of the 5 or 3 bars under (9) above or additional, see Figure 11.12b) or 11.12d).

a) transverse reinforcement, tension laps

b) transverse reinforcement, compression laps

c) confinement reinforcement, tension laps

d) confinement reinforcement, compression laps

Key

1 transverse reinforcement

2 confinement reinforcement

Figure 11.12 — Transverse and confinement reinforcement for lapped splices

11.5.3 Laps of bundles

(1) In bundles consisting of two bars, lap splices may be used without staggering of individual bar interruptions as shown in Figure 11.13a). Design splice lengths may be calculated on the basis of 11.4.2 and with the equivalent bar diameter ϕ_b according to 11.4.2(9), where A_s is the total area of the two bars.

For bundles which consist of three bars, lap splices without staggering of individual bar interruptions shall not be used.

(2) Design lap length l_{sd} of bundles with 2 or 3 bars may be calculated on the basis of the individual bar diameterϕ if laps are staggered with a gap between individual laps ≥ 0,3l_{sd} according to Figure 11.13b) or with an additional bar as shown in Figure 11.13c).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

a) without staggering

b) with staggering

c) with an additional bar

Figure 11.13 — Lap splices of bundles

(3) Bundles which consist of 4 bars shall not be lapped.

11.5.4 Laps using U-bar loops

(1) Transfer of tension between reinforcing steel bars may be achieved by overlapping U-bar loops (Figure 11.14). Overlapping U-bars may be single (Figure 11.14b)) or multiple (Figure 11.14c)) and both legs of each U-bar should be anchored outside the connection for the larger of the two design tension forces T_1 and T_2 (also when T_1 or $T_2 = 0$).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) elevation view

b) single lap

c) multiple laps

Key

Design tension forces $T_1 = T_2$ when the lap transfers pure tension. T_1 will according to a sectional analysis differ from T_2 when the lap transfers combinations of normal forces and bending moments.

Figure 11.14 — Laps using U-bar loops

(2) The resistance of a single lap splice shown in Figure 11.14b) should be checked using as criterion the crushing strength of the concrete between the two loops. For $c_s \leq 0{,}5 l_s$ crushing of the concrete is prevented when the larger of the two design tension forces T_1 and T_2 (see Figure 11.14a) is smaller than $T_{Rd,c}$, which may be calculated as:

$$T_{Rd,c} = 0{,}2 f_{cd} \cdot A_c \cdot \left(\frac{d_{dg}}{l_{sd}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\sqrt{k_{st} + \left(\frac{c_s}{l_{sd}}\right)^2} - \left(\frac{c_s}{l_{sd}}\right)\right) \tag{11.10}$$

where

A_c is the total effective concrete area within the curved parts of the overlapping U-bars (Figure 11.14a)):

$$A_c = (\phi_m + \phi) \cdot [l_s - 0{,}21(\phi_m + \phi)] \tag{11.11}$$

l_{sd} is the overlapping length (Figure 11.14);

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

d_{dg} is a coefficient that takes into account the concrete type and its aggregate properties according to 8.2.1(4);

c_s is the clear spacing of U-bars;

k_{st} is the resistance factor of the confinement reinforcement, which may be taken equal to $k_{st} = 1$ when $\omega \geq 0{,}5$ and to $k_{st} = 4\omega(1-\omega)$ for lower values of

$$\omega = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{0{,}85\left(\frac{d_{dg}}{l_{sd}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot A_c \cdot f_{cd}}; \tag{11.12}$$

A_{st} is the total area of the fully anchored confinement reinforcement positioned within A_c.

(3) In case of multiple U-bars as shown in Figure 11.14c), the resistance of Formula (11.10) may be calculated using an average net spacing $c_s = 0{,}5(c_{s1} + c_{s2})$ (see Figure 11.14c)) and multiplied by $(n_s - 1)$ where n_s is the total number of U-bars ($n_s = 5$ in the example of Figure 11.14c)). Multiple overlaps may also be treated as an assembly of single overlaps where c_s is taken as the smaller of c_{s1} and c_{s2}.

(4) To avoid brittle behaviour, a minimum amount of confinement reinforcement should be placed in a double symmetric configuration within A_c (see e.g. Figure 11.14a)):

$$A_{st} \geq 0{,}5\sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{A_c}{f_{yk}} \tag{11.13}$$

11.5.5 Laps using headed bars

(1) Transfer of tension between reinforcing steel bars may be achieved by overlapping headed bars (Figure 11.15). Overlapping headed bars may be single (Figure 11.15b)) or multiple (Figure 11.15c)) and should be anchored for the design force outside the connection.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) elevation view

b) plan view of single lap

c) plan view of multiple laps

Key

1 transverse reinforcement A_{st}

2 tie down reinforcement A_{std}

Figure 11.15 — Laps using headed bars

(2) The geometry of the heads of the headed bars should comply with 11.4.5(1).

(3) The maximum tensile force developed in each bar should be limited by 11.4.5(2).

(4) The resistance of a single headed bar lap splice shown in Figure 11.15b) should be checked using as criterion the crushing strength $T_{Rd,c}$ of the concrete between the two heads. For $0 \leq c_s \leq 0{,}5 l_{sd}$, $T_{Rd,c}$ may be calculated as:

$$T_{Rd,c} = 0{,}6 f_{cd} \cdot A_c \cdot \left(\frac{d_{dg}}{l_{sd} - 2\phi}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\sqrt{k_{st} + \left(\frac{c_s}{l_{sd} - 2\phi}\right)^2} - \left(\frac{c_s}{l_{sd} - 2\phi}\right)\right) \tag{11.14}$$

where

A_c is the effective concrete area within the heads of the over lapping bars (Figure 11.15a)):

$$A_c = (l_{sd} - 2\phi) \cdot b_{h1} \tag{11.15}$$

l_{sd} is the overlapping length (Figure 11.15a));

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

d_{dg} is a coefficient that takes into account the concrete type and its aggregate properties according to 8.2.1(4);

b_{h1} is effective width of the head perpendicular to the plane of the lap (for circular head with diameter ϕ_h:

$$b_{h1} = 0{,}5\phi_h \cdot \sqrt{\pi} \tag{11.16}$$

c_s is the clear spacing of headed bars;

k_{st} is the resistance factor of the transverse reinforcement, which may be taken equal to $k_{st} = 1$ when $\omega \geq 0{,}5$ and to $k_{st} = 4\omega(1-\omega)$ for lower values of

$$\omega = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{1{,}3\left(\frac{d_{dg}}{l_{sd} - 2\phi}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot A_c \cdot f_{cd}} \tag{11.17}$$

A_{st} is the total area of the fully anchored transverse reinforcement positioned within A_c.

(5) In case of multiple headed bars as shown in Figure 11.15c), the resistance of Formula (11.14) may be calculated using an average net spacing $c_s = 0{,}5(c_{s1} + c_{s2})$ (see Figure 11.15c)) and multiplied by $(n_s - 1)$ where n_s is the total number of headed bars ($n_s = 5$ in the example of Figure 11.15c)). Multiple overlaps may also be treated as an assembly of single overlaps where c_s is taken as the smaller of c_{s1} and c_{s2}.

(6) To avoid brittle behaviour, a minimum amount of transverse reinforcement should be placed:

$$A_{st} \geq \max\left\{0{,}75 \cdot A_c \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}};\ \frac{\pi}{8}\phi^2\right\} \tag{11.18}$$

where ϕ is the maximum diameter of the lapped headed bars.

(7) To enhance ductility of laps designed for reinforcement yield, tie down reinforcement with total area A_{std} per single lap should be provided perpendicular to the plane of the headed bars within A_c (Figure 11.15a). The tie down reinforcement should be fully anchored outside A_c and placed symmetrically between the headed bars. The tie down reinforcement may be provided in the form of either double headed shear studs or links. For $l_{sd} \leq 200$ mm, A_{std} may be provided by a single double headed shear stud (Figure 11.15c). The minimum area of tie down reinforcement equals:

$$A_{std} \geq 0{,}12\phi^2 \tag{11.19}$$

11.5.6 Mechanical couplers

(1) The clear distance (horizontal and vertical) between couplers and between couplers and adjacent bars should be not less than $D_{upper} + 5$ mm and the maximum diameter of the bars. Additional requirements related to installation should be accounted for.

(2) For cover requirements, couplers should be treated as single bars with the cover defined as the minimum clear distance between the outside surface of the coupler and the concrete surface.

11.5.7 Full penetration butt weld and fillet weld splices

(1) Splices with full penetration butt welds or fillet welds shall be detailed according to EN ISO 17660-1.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

11.6 Post-tensioning tendons

11.6.1 General

(1) Additional provisions for external post-tensioning are given in K.13.3.

11.6.2 Minimum spacing of ducts

(1) The minimum spacing for placing and compacting of concrete and for safe transfer of deviation forces should be in accordance with Figure 11.16. Minimum vertical spacing may be reduced below ϕ_{duct} if adequate transverse reinforcement is provided to cope with the deviation forces from the tendon. Other arrangements may be used provided that satisfactory behaviour in service and at ultimate limit states may be demonstrated. Other requirements for durability are given in Clause 6 and for fire design in prEN 1992-1-2.

(2) The minimum spacing between bundled tendons should be $s \geq 100$ mm.

Key

1 Assumed plane of tendon curvature

2 vertical

NOTE Spacing shown for round ducts applies also to flat ducts. Values of $c_{min,b}$ are given in 6.5.2.3.

Figure 11.16 — Minimum clear spacing for internal tendons for post-tensioning

(3) Outside the anchorage zone, up to two tendon ducts and up to four greased and sheathed strands may be bundled transversally to the plane of the tendon curvature or in case of straight tendons. The effect of possible deviation forces due to tendon curvature shall be considered according to 11.7. Tendons with flat ducts shall not be bundled.

11.6.3 Minimum radius of curvature and straight length of tendons adjacent to the anchorages

(1) The minimum radius of curvature of tendons and the minimum straight length of tendons adjacent to the anchorage devices shall comply with the requirements in the technical documentation of the post-tensioning system depending on the type of duct (metal duct, polymer duct, polymer pipe, steel pipe, polymer sheathing). These values shall not be smaller than those given in (2) unless demonstrated by testing in accordance with EAD-160004-00-0301.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Unless other values are given in the technical documentation of the post-tensioning system, the minimum radius of curvature of tendons to prevent damage of the unconfined concrete on the inside of the tendon curvature during prestressing and to avoid a reduction of the axial tensile strength of the tendon may be taken as:

$$R_{\min} = \frac{\sigma_{\mathrm{pd}}}{p_{\mathrm{Rd}}}\sqrt{A_{\mathrm{p}}} \tag{11.20}$$

where

σ_{pd} is the tendon design stress (at the time of tensioning, considering partial factors for prestress, see Table 4.2(NDP);

p_{Rd} is the maximum transverse bearing stress on the prestressing tendon which may be taken from Table 11.5.

(3) For tendon loops in U-shape, unless more restrictive rules are given in the technical documentation of the post-tensioning system, the following detailing rules should be observed:

— minimum cover transverse to the plane of the tendon loop $\geq 1{,}0\phi_{\mathrm{D}}$;

— reinforcement transverse to the plane of the tendon loop should be provided for the deviation forces along the inside of the loop;

— Half of the deviation forces in the plane of the loop transferred by reinforcement to the concrete on the outside of the loop. This reinforcement should be anchored at the centreline of the loop and may be combined with the bursting reinforcement in the form of U-shaped bars;

— the bearing stress on the confined concrete inside the tendon curvature should be checked according to (2).

Table 11.5 — Maximum transverse bearing stress on the prestressing tendon and additional requirements

Case	maximum transverse bearing stress on the prestressing tendon	additional requirements
internal tendons with corrugated ducts	$p_{\mathrm{Rd}} = 0{,}75 f_{\mathrm{cd}} \leq 12$ MPa	–
internal tendons inside a loop in U-shape with duct or pipe without relative movement between tendon and duct (i.e. the tendon fix point during stressing is located in the centre of the U and is not subject to fatigue loading)	$p_{\mathrm{Rd}} = 55$ MPa	see (3)
External tendons with smooth pipe with relative movement between tendon and duct	$p_{\mathrm{Rd}} = 24$ MPa	The bearing stress on the concrete inside the pipe shall be verified.

11.6.4 Anchorages, couplers and deviators of post-tensioning tendons

(1) Anchorage devices and couplers used for post-tensioning tendons as well as the zone immediately around and in front of the tendon anchorage where the prestressing force is transmitted to the concrete shall be checked for minimum spacing, minimum edge distance and local anchorage zone reinforcement to be in accordance with the technical documentation of the post-tensioning system.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) The zone where the prestressing force is dispersed over the full cross section of the member should be designed using a strut-and-tie model according to 8.5, or other appropriate representation.

(3) If post-tensioning tendons are anchored in a section away from the ends of a member (e.g. at a construction joint, a blister or cast into the member section), compressive stresses should generally be present in the entire section in the direction of the anchored prestressing force under frequent load combination. The effect of anchoring or coupling several tendons at or close to the minimum spacing between anchorages or couplers in a single cross section on the strain distribution in the member should be assessed.

NOTE The assumption of linear strain distribution may not apply locally where several tendons are anchored or coupled at or close to the minimum spacing in a single cross section inside a member. It is considered good practice if at least 25 % of the tendon force is transferred with reinforcement (parallel to the tendon) to the member sections behind the anchorage or coupler. Compression forces acting in the member sections behind the anchorage or coupler reduce the required amount of reinforcement.

11.7 Deviation forces due to curved tensile and compressive chords

(1) In the case of curved or kinked tension or compression chords, the effects of the deviation forces shall be accounted for. The same provisions apply for curved post-tensioning tendons near the concrete surface.

(2) Deviation forces in equilibrium with transverse tensile forces as shown in Figure 11.17 should in general be resisted by means of additional transverse reinforcement.

(3) If no specific transverse reinforcement is provided to carry deviation forces, it shall be verified that the deviation forces due to the longitudinal reinforcement force or due to a curved post-tensioning tendon can be resisted by the concrete in tension:

$$\frac{F_{\mathrm{td}}}{r \cdot c_{\mathrm{u}}} \leq \frac{0{,}125}{\gamma_{\mathrm{C}}} \sqrt{f_{\mathrm{ck}}} \tag{11.21}$$

where

$$c_{\mathrm{u}} = \min\{c_{\mathrm{s}};\, 2\sqrt{3}(c_y + 0{,}5\phi)\}$$

c_{s} and c_{y} are defined in Figure 11.3c). For post-tensioning tendons, ϕ shall be replaced by ϕ_{D}.

Figure 11.17 — Deviation forces and transverse tensile forces in curved members

(4) In case of lap splices of curved tensile reinforcing steel bars in regions without transverse reinforcement, the interaction between bond and transverse tensile stresses due to deviation forces should be accounted for by means of:

$$\frac{\gamma_C \cdot 8 \cdot F_{\mathrm{td}}}{r \cdot c_u \cdot \sqrt{f_{\mathrm{ck}}}} + \frac{l_{\mathrm{sd}}}{l_{\mathrm{s}}} \leq 1 \tag{11.22}$$

where

l_{s} is the actual lap length;

l_{sd} is the design lap length.

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Calculation of parameter c_u according to (3) should account for the presence of additional bars in the splice region potentially reducing net spacing c_s as indicated in Figure 11.10a).

12 Detailing of members and particular rules

12.1 General

(1) The rules in Clause 12 are intended to detail concrete structures and concrete members such that the assumptions for the behaviour with respect to structural safety, serviceability, durability and robustness inherent in the rules of this Eurocode are met.

(2) Detailing of members shall be consistent with the design models adopted.

(3) Concrete members shall be detailed with due consideration to the constructability and concreting operations.

(4) Sufficient reinforcement shall be provided at all sections to resist the envelope of the acting internal forces taking into account effects such as shear on longitudinal reinforcement. The area of reinforcement in zones of tension shall not be taken less than $A_{s,min}$.

(5) For cable supported members the relevant rules of Annex K may be used.

12.2 Minimum reinforcement rules

(1) In members designed as parts of reinforced concrete structures, minimum reinforcement $A_{s,min}$ shall be provided to:

a) ensure distributed cracking and to handle forces from restrained deformations where not considered explicitly in the design ((2) and (4));

b) ensure sufficient deformation capacity to contribute to structural robustness by allowing alternative load paths ((2) and (4));

c) avoid failures due to unpredicted cracking (3);

d) ensure applicability of design models in Clauses 8 and 9 and Annex G;

e) ensure constructability

NOTE 1 Additional provisions for crack control at SLS are given in 9.2.2.

NOTE 2 The area of minimum reinforcement $A_{s,min}$ can include prestressed and ordinary reinforcement when bonded to the concrete.

(2) The area of minimum reinforcement $A_{s,min}$ shall provide nominal section strength which is at least equal to the effect causing cracking:

a) In members subjected to bending without or with axial force and any form of cross section, minimum reinforcement shall be provided so that:

$$M_{R,min}(N_{Ed}) \geq M_{cr}(N_{Ed}) \tag{12.1}$$

where

$M_{R,min}$ is the bending strength of the section with $A_{s,min}$ in presence of the simultaneous axial force N_{Ed}. N_{Ed} may be derived from the load case providing the least compression in the member;

M_{cr} is the cracking moment of the section in presence of the simultaneous axial force $N_{Ed,}$ which may be calculated on the basis of the concrete tensile strength f_{ctm} according to Table 5.1.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

For sections prestressed with internal permanently unbonded tendons or with external tendons the contribution of the tendons to N_{Ed}, $M_{R,min}$ and M_{cr} should be calculated using the $\sigma_{p,mt}(x)$ (see Formula (7.32)).

b) In members with pure tension $A_{s,min}$ may be calculated as:

$$A_{s,min} = A_c \cdot f_{ctm}/f_{yk} \tag{12.2}$$

(3) Where $M_{Ed} < M_{cr}(N_{Ed})$, the member is designed as statically determinate and where no distribution of cracking is required, a sudden collapse after cracking may also be avoided with a minimum reinforcement designed for following resistance:

$$M_{Rd,min}(N_{Ed}) = k_{dc} \cdot M_{Ed} \tag{12.3}$$

where $M_{Rd,min}$ is the design bending strength of the section in the presence of the simultaneous axial force N_{Ed}, M_{Ed} is the ULS bending force and k_{dc} is a coefficient which depends on the ductility class of the reinforcement:

— $k_{dc} = 1{,}3$ for ductility class A,

— $k_{dc} = 1{,}1$ for ductility class B,

— $k_{dc} = 1{,}0$ for ductility class C.

The area of reinforcement calculated need not be taken as greater than determined from Formula (12.1).

NOTE Use of Formula (12.3) can result in wide cracks in SLS.

(4) In beams and slabs requiring shear or torsion reinforcement a minimum ratio of such reinforcement $\rho_{w,min}$ shall be placed. $\rho_{w,min}$ should be calculated as:

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw,min}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha} \geq 0{,}08\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \tag{12.4}$$

where

$\rho_{w,min}$	is the minimum reinforcement ratio;
$A_{sw,min}$	is the area of minimum shear reinforcement within the spacing s;
s	is the spacing of the shear reinforcement measured along the longitudinal axis of the member;
b_w	is the width of the web of the member;
α	is the angle between shear reinforcement and the longitudinal axis.

The value of $\rho_{w,min}$ given by Formula (12.4) may be reduced

— by 10 % when ductility class B reinforcement,
— by 20 % when ductility class C reinforcement

is used.

Formula (12.4) ensures that the shear model in Clause 8 is valid and that behaviour is reasonably ductile, where alternative shear models are used alternative values may be appropriate.

(5) Members having less longitudinal reinforcement than $A_{s,min}$ given in Clause 12 shall be designed in accordance with Clause 14.

(6) For members where brittle failure due to tensile stresses is excluded such as members in compression and members with no structural function, (2) to (5) may be disregarded.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(7) Minimum reinforcement shall generally be anchored and lapped according to Clause 11 for a design stress of $\sigma_{sd} = f_{yd}$. Reinforcement provided only to satisfy minimum steel requirements may have its anchorage length reduced providing that it is $\geq 10\phi$ past the inner edge of the support.

12.3 Beams

12.3.1 General

(1) Reinforcement in beams, longitudinal and transverse, should be detailed in accordance with the requirements of Table 12.1(NDP).

NOTE The values in Table 12.1(NDP) apply, unless a National Annex gives other values.

Table 12.1(NDP) — Detailing requirements for reinforcement in beams

	Description	Symbol	Requirement
1	Minimum longitudinal reinforcement, in those parts of the section where tension may occur	$A_{s,min}$	12.2(2), see also 12.2(3), 12.2(6)
2	Minimum shear and transverse torsional reinforcement, when required. Minimum torsion reinforcement should be provided to the full perimeter including features not counted part of the thin walled section.	$\rho_{w,min}$	12.2(4)
3	Minimum bottom reinforcement at inner supports taking account of unforeseen effects at supports		$0{,}25\ A_{s,req\ span}$
4	Maximum longitudinal spacing of shear assemblies/stirrups[a]	$s_{max,l}$	$0{,}75d\ (1 + \cot\alpha)$
5	Maximum longitudinal spacing of bent-up bars[a]	$s_{max,bu}$	$0{,}6d\ (1 + \cot\alpha)$
6	Maximum transverse spacing of shear legs[a]	$s_{max,tr}$	$0{,}75d \leq 600$ mm
7	Minimum ratio of shear reinforcement in the form of stirrups with respect to the required reinforcement ratio (taking account of unforeseen effect's e.g. compatibility torsion)	$\rho_{w,stir}$	$\geq 0{,}5\rho_{w,req}$
8	Minimum ratio of torsion reinforcement in the form of closed stirrups with respect to the required reinforcement ratio	$\rho_{w,stir}$	$\geq 0{,}2\rho_{w,req}$
9	Maximum spacing for torsion assemblies/stirrups (u defined in 8.3.2(2)).	$s_{max,stir}$	$u/8 \leq \min\{b; h\}$
10	Minimum area and spacing of longitudinal surface reinforcement in beams with downstand ≥ 600 mm to avoid coarse cracks in SLS.	$A_{s,web}$ $s_{max,l,surf}$	9.2.2(6) 300 mm
11	Minimum transverse reinforcement in flanges (those part of flanges where tension in the transverse direction may occur)	$A_{st,min}$	12.2(2) see 8.2.5, Figure 8.13

[a] These spacings are consistent with the shear model in 8.2.3. Where alternative models are used alternative spacings may be required.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

12.3.2 Longitudinal reinforcement

(1) Sufficient reinforcement should be provided at all sections to resist the envelope of the acting tensile force, including the effect of shear in webs and flanges and to fulfil the minimum reinforcement requirements.

(2) For members with shear reinforcement, the additional tensile force due to shear, N_{vd}, according to 8.2.3 (8) should be considered.

Alternatively, for members with constant depth, the moment curve should be shifted at a distance a_l according to:

$$a_l = z\,(\cot\theta - \cot\alpha)/2 \tag{12.5}$$

as indicated in Figure 12.1.

For members without shear reinforcement, it may be assumed:

$$a_l = d \tag{12.6}$$

(3) The resistance of bars within their anchorage lengths may be taken into account, assuming a linear variation of force, see Figure 12.1.

(4) The tensile reinforcement required in flanged cross sections may be spread over the effective width of the flange or part of it may be concentrated over the web. The tensile reinforcement located outside the web should be extended by a length equal to its distance from the web times $\cot\theta_{fl}$ (see 8.2.5).

(5) The anchorage length of a bent-up bar which contributes to the resistance to shear should be not less than $1{,}3l_{bd}$ in the tension zone and $0{,}7l_{bd}$ in the compression zone. It is measured from the point of intersection of the axes of the bent-up bar and the longitudinal reinforcement.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Key

1 envelope of $M_{Ed}/z + 0{,}5N_{Ed}$

2 acting tensile force F_s

3 resisting tensile force F_{Rs}

Figure 12.1 — Illustration of the curtailment of longitudinal reinforcement in members with constant depth, taking into account the effect of shear and the resistance of reinforcement within anchorage lengths

(6) Bottom reinforcement at intermediate supports should, as a minimum, extend by 10ϕ into the support if there is no tensile force in the reinforcement. In case there could be tension due to settlement of the support, accidental actions or due to other considerations, the reinforcement should be detailed for adequate capacity and continuity.

(7) Any compression longitudinal reinforcement which is included in the resistance calculation should be confined by transverse reinforcement with spacing not greater than the limits given in Table 12.3(NDP) and 12.6(3).

12.3.3 Shear and torsion reinforcement

(1) The shear reinforcement may consist of a combination of:

— stirrups/links enclosing the longitudinal tension reinforcement and the compression zone according to Figure 12.2a) and b);

— bent-up bars;

— cages, ladders, etc. which are cast in without enclosing the longitudinal reinforcement but are properly anchored in the compression and tension zones according to Figure 12.2c) and d)

— continuous stirrups (spirals);

— headed bars as in Figure 12.2e).

(2) When, based on shear design, no shear reinforcement is required, minimum shear reinforcement should nevertheless be provided according to 12.2(4). Minimum shear reinforcement may be omitted in

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

members of minor importance (e.g. lintels with span ≤ 2,0 m) which do not contribute to the overall resistance and stability of the structure.

(3) The shear reinforcement shall enclose the tension reinforcement or shall be effectively anchored in the tension zone at one end and in the compression zone at the other. Links and shear reinforcement should normally be anchored by means of bends, hooks, heads or welded transverse reinforcement, see Figure 12.2. A longitudinal bar of minimum diameter equal to not less than the diameter of the stirrup or link should be provided at each corner of stirrup/link and inside end hooks.

(4) Closing of stirrups according to Figure 12.2f) g) and h) may be used in the tension and compression zone of a section. The anchorage of single-leg shear links or of open stirrups according to Figure 12.2b) to d) should be placed in the compression zone of the member. Welding should be carried out in accordance with 5.2.3 and have a weld capacity in accordance with 11.4.7.

(5) Headed bars according to Figure 12.2e) should be designed according to 11.4.6.

a) with standard hook

b) with 90°-bend

c) with 2 welded transverse bars

d) with 1 welded transverse bar

e) with head

f) stirrup with 135°-bends

g) stirrup with 90°-bends

h) closed with 90°-bended U-stirrups

Key

$s \geq \max\{2\phi;\ 20\ \text{mm}\}$ and ≤ 50 mm

$a \geq 10$ mm

$c \geq \max\{3\phi;\ 50\ \text{mm}\}$

Figure 12.2 — Anchorage of links a)–e) and closing of stirrups f)–h)

(6) Laps on legs of stirrups in shear reinforcement may be used provided they ensure yielding of the stirrup (see Figure 12.3d)). Laps shall be designed according to 11.5 for $\sigma_{sd} = 1{,}2 f_{yd}$.

(7) When static equilibrium assumed in the analysis depends on the torsional resistance of elements of a structure, the torsion reinforcement shall comply with the rules given 12.3.3(7) and Figure 12.3. and shall enclose the whole section. When torsion arises only from compatibility and the structure is not

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

dependent on torsional resistance for its equilibrium, minimum torsional reinforcement shall be provided according to Table 12.1(NDP).

(8) Torsion links shall be closed and anchored by means of laps or hooked ends (see Figure 12.3), and should be at an angle that does not deviate more than 10° from the ideal angle of 90° to the axis of the structural element. In case of different inclinations, torsion reinforcement should be designed using appropriate stress fields.

a) b) c) d)

a) closed stirrup with hooks bended ≥ 135°

b) closed stirrup with 90°-hooks

c) open U-stirrups closed by transversal reinforcement in the flange

d) U-stirrups closed by laps in the height of flanges with l_{sd} to be designed for $1{,}2f_{yd}$

NOTE The alternative b2) has a full lap length l_{sd} along the shortest side.

Figure 12.3 — Examples of shapes for torsion links

(9) The longitudinal bars should be arranged so that there is at least one bar at each corner, the others being distributed uniformly around the inner periphery of the links, with a spacing not greater than permitted in Table 12.1(NDP).

12.3.4 Suspension reinforcement for indirect support

(1) Where applied loads are introduced in a manner that causes local tensile stresses in the supporting member in accordance with 8.2.1(9), the additional suspension reinforcement should consist of stirrups or links surrounding the principal reinforcement of the supporting/supported member, whichever is at a lower level, unless a suitable stress field model demonstrates otherwise. The stirrups/links may be located inside the volume of concrete common to the two beams or distributed also outside that volume, provided a consistent strut and tie model is applied.

12.4 Slabs

12.4.1 General

(1) Reinforcement in slabs should be detailed in accordance with the requirements of Table 12.2(NDP).

NOTE The recommended values in Table 12.2(NDP) apply unless a National Annex gives other values.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table 12.2(NDP) — Detailing requirements for reinforcement in slabs

	Description	Symbol	Requirement
1	Minimum longitudinal reinforcement in those parts of the cross section where tension may occur	$A_{s,min}$	12.2(2) see also 12.2(3), (6)
2	Minimum shear reinforcement, when required	$\rho_{w,min}$	12.2(4) 12.4.2(3)
3	Minimum secondary reinforcement[a]		$0{,}2A_{s,req,span}$[c]
4	Minimum longitudinal bottom reinforcement at inner supports, taking account of unforeseen effects at supports		$0{,}25A_{s,req,span}$[c]
5	Minimum longitudinal bottom reinforcement at end supports		$0{,}5A_{s,req,span}$[c] $\geq A_{s,min}$
6	Minimum top reinforcement at end supports in buildings, without bearings where unintentional restraint may occur. The reinforcement should extend $0{,}2l_{span}$ from the end support.		$0{,}25A_{s,req,span}$[c] (but $\geq A_{s,min}$ according to 12.2(2))
7	Maximum spacing of bars for concrete in tension	$s_{max,slab}$	$3h \leq 400$ mm
8	Maximum longitudinal spacing of shear assemblies/stirrups	$s_{max,l}$	$0{,}75d \cdot (1 + \cot\alpha)$
9	Maximum longitudinal spacing of bent-up bars	$s_{max,bu}$	d
10	Maximum transverse spacing of shear legs[b]	$s_{max,tr}$	$1{,}5d$
11	Along a free (unsupported) edge, a slab should normally contain longitudinal and transverse reinforcement, generally arranged as shown in Figure 12.5 in order to accommodate torsional moments near the edge.		

[a] To ensure a minimum ability to locally redistribute sectional forces transverse to the span direction, secondary reinforcement is to be placed in areas of slabs which can be considered to behave as one-way slabs.

[b] These spacing are consistent with the shear model in 8.2.3. Where alternative models are used alternative spacings may be required.

[c] $A_{s,req\ span}$ is the required reinforcement for positive bending moments at the span.

Figure 12.4 — Edge reinforcement for a slab

(2) Any compression longitudinal reinforcement which is included in the resistance calculation should be confined by transverse reinforcement in accordance with 12.7(3).

(3) Where lifting of a slab-corner is restrained suitable reinforcement shall be provided.

(4) In case of slabs with depth discontinuities on the tension side, the flexural reinforcement should be detailed as shown in Figure 12.6, or alternatively, by using 8.5.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

Figure 12.5 — Example of reinforcement detailing in case of slabs with depth discontinuities on the tension side and without shear reinforcement

12.4.2 Shear reinforcement

(1) Shear reinforcement according to 12.2.3(1) may be used.

(2) A slab in which shear reinforcement is provided should have a depth h not less than 200 mm with stirrups, links or headed bars, or 160 mm with bent up bars.

(3) The minimum shear reinforcement according to 12.2(4) may be omitted in solid, ribbed or hollow core slabs where transverse redistribution of loads is possible.

(4) Shear reinforcement should be detailed to enclose all except the outermost layers of reinforcement as shown in Figure 12.7.

(5) In slabs, where $\tau_{Ed} \leq 0{,}08 f_{cd}$ the shear reinforcement may consist entirely of bent up bars or of shear reinforcement assemblies.

(6) The diameter of shear reinforcement assemblies ϕ_{sw} shall not exceed a maximum value according to 12.5.1(3).

12.5 Slab-column connections and column bases

12.5.1 Punching shear reinforcement

(1) If punching shear reinforcement is required (see 8.4), the following types of shear reinforcement may be placed to increase the punching shear capacity:

— stirrups (Figure 12.7a)) with anchorage according Figure 12.2a) or b));

— double-headed studs (Figure 12.7b) with anchorage according to Figure 12.2e);

— bent-up bars (Figure 12.7c));

— single-leg shear links ((Figure 12.7d) with anchorage according Figure 12.2a) or b)).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Stirrups

b) Double-headed studs

c) Bent-up bars

d) single-leg shear links

Key

1 center line

2 compression zone

Figure 12.6 — Examples of shear and punching shear reinforcement in flat slabs

(2) Where punching shear reinforcement is required it should be placed between the loaded area/column A_{load} and $0{,}5d_{v,out}$ inside the control perimeter at which shear reinforcement is no longer required (see Figure 8.24). If stirrups, links or double-headed studs are provided, the shear reinforcement should be installed along at least two perimeters. For bent-up bars anchored as in Figure 12.8 one perimeter may be considered sufficient. The spacing of the shear reinforcement in radial and tangential directions shall satisfy the provisions in Figure 12.8.

The tangential spacing of shear reinforcement located at a distance ≤ $2d_v$ from the column edge should not exceed $1{,}5d_v$ (see Figure 12.8c)).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Radial spacing rules for flat slabs

b) Radial spacing rules for column bases

c) Tangential spacing rules

Key

a within 2d

b outside 2d

1 radial layout

2 orthogonal layout

Figure 12.7 — Spacing of punching shear reinforcement

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

NOTE Figure 12.8a) and b) show the position vertical leg of punching shear reinforcement simplified without anchorage elements.

(3) The maximum effective area of one leg of shear reinforcement should be limited to that of a bar of diameter $\phi_{\mathrm{w,max}}$ of:

— for single leg links and open stirrups $\phi_{\mathrm{w,max}} = 10\sqrt{d/200}$,

— for closed stirrups or bars with similar anchorage: $\phi_{\mathrm{w,max}} = 11\sqrt{d/200}$,

— for bent up bars and headed bars: $\phi_{\mathrm{w,max}} = 16\sqrt{d/200}$.

(4) Bent-up bars passing through the loaded area or being at a distance not exceeding $0{,}25d$ from this area may be used as punching shear reinforcement (see Figure 12.8a)). For single bent-up bars, the horizontal projection of the bars has to be used for the value of s_{r} to calculate ρ_{sw}.

12.5.2 Integrity reinforcement against progressive collapse of flat slabs

(1) For buildings in CC2 (refer prEN 1990) and higher, an integrity reinforcement of at least two bars in each orthogonal direction should be provided at all columns without punching shear reinforcement or with punching shear reinforcement not fulfilling the requirement of (2).

These bars should be:

— of ductility class B or C,

— anchored in the column or pass through it and

— placed on the compression side of the slab within the vertical column reinforcement.

For robustness reasons, they should be designed for a resistance:

$$V_{\mathrm{Rd,int}} = \sum A_{\mathrm{s,int}} \cdot f_{\mathrm{yd}} \cdot k_{\mathrm{int}} \geq V_{\mathrm{Ed}} \tag{12.7}$$

where

V_{Ed} is the design value of the acting shear force for the accidental design situation

$A_{\mathrm{s,int}}$ is the sum of the cross sections of all reinforcement bars crossing a column edge (the same bar may be counted twice if it passes through the column and is fully anchored on both sides outside the column edges)

k_{int} is a coefficient equal to:

— 0,37 for bars of ductility class B

— 0,49 for bars of ductility class C

(2) Integrity reinforcement according to (1) should also be provided in slabs with shear reinforcement if:

$$V_{\mathrm{Rd,w,int}} = \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} \cdot \sin\alpha_{\mathrm{w}} \cdot b_0 \cdot d_{\mathrm{v}} \leq V_{\mathrm{Ed}} \tag{12.8}$$

where the shear reinforcement ratio ρ_{w} is defined in 8.4.4.

In this case, the integrity reinforcement should be designed according to Formula (12.7) where V_{Ed} may be replaced by $V_{\mathrm{Ed}} - V_{\mathrm{Rd,w,int}}$.

12.6 Columns

(1) Longitudinal and hoop reinforcement of columns shall be detailed in accordance with the requirements of Table 12.3(NDP).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

NOTE The recommended values in Table 12.3(NDP) apply unless a National Annex gives other values.

(2) Every longitudinal bar or bundle of bars placed at a corner shall be restrained by transverse reinforcement.

(3) No bar within a compression zone with a compressive strain exceeding 2 ‰ should be further than 150 mm from a restrained bar. Where additional transverse reinforcement to that required by Table 12.3(NDP) is required only to restrain a longitudinal bar the spacing may be twice the maximum spacing according to Table 12.3 (NDP).

(4) Where longitudinal bars are bent by more than 5° ($\tan\theta \approx 1/12$), with respect to the axis of the column, the transverse splitting forces produced should be resolved by transverse reinforcement in accordance with a strut and tie model or stress field model.

Table 12.3(NDP) — Detailing requirements for reinforcement in columns

	Description	Symbol	Requirement
1	Minimum amount of longitudinal reinforcement for robustness and to avoid risk of compressive yielding of reinforcement due to creep and shrinkage in SLS When all longitudinal reinforcement is prestressed the $0{,}1N_{\mathrm{Ed}}/f_{\mathrm{yd}}$ limit may be ignored.	$A_{\mathrm{s,min,long}}$	$\max\left\{0{,}1\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{yd}}};0{,}002A_{\mathrm{c}}\right\}$
2	Minimum number of longitudinal bars[a]: — polygonal cross section — circular cross section	$n_{\mathrm{min,l}}$	 1 at each corner with a spacing ≤ 200 mm 6 evenly distributed with a spacing ≤ 200 mm
3	Maximum longitudinal spacing of transverse reinforcement (stirrups/hoops) for columns with dimensions h and b: — intermediate region between the two end regions[b] — intermediate region between the two end regions, when longitudinal bars are not accounted for column resistance — end regions, over a length equal to the larger dimension of the column. For concrete with $f_{\mathrm{ck}} > 50$ MPa the transverse reinforcement shall provide a minimum confinement of $k \cdot f_{\mathrm{cd}}$ in accordance with 8.1.4, Formula (8.7)[d] — at lap area where $\phi_{\mathrm{l}} \geq 14$ mm	$s_{\max}$	 $15\phi_{\mathrm{max,l}}$ [c] $\leq \min\{h; b; 300\text{ mm}\}$ $\min\{h; b; 400\text{ mm}\}$ $0{,}6s_{\mathrm{max.col}}$ $0{,}6s_{\mathrm{max.col}}$
4	Minimum bar diameter for transverse reinforcement (bars in stirrups, wires in welded mesh)	$\phi_{\mathrm{min,trans}}$	$\geq 0{,}25\phi_{\mathrm{max,l}}$ [a]

[a] For constructability, the diameter of longitudinal bars $\phi_{,\mathrm{max,l}}$ should be at least 12 mm.

[b] Where all bars are prestressed a spacing of $\min\{h; b; 300\text{ mm}\}$ may be used.

[c] $\phi_{,\mathrm{max,l}}$ – maximum diameter of longitudinal bars.

[d] This requirement is to provide a minimum level of ductility to higher strength concrete columns. $k = 0{,}02$ unless a National Annex gives a different value.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

12.7 Walls and deep beams

(1) For walls subjected predominantly to out-of-plane bending, the rules for slabs apply (see 12.3).

(2) Vertical, horizontal and orthogonal-to-the-surface reinforcement in walls, shall be detailed in accordance with the requirements of Table 12.4(NDP).

NOTE The recommended values in Table 12.4(NDP) apply unless a National Annex gives other values.

Table 12.4(NDP) — Detailing requirements for reinforcement in walls and deep beams

	Description	Symbol	Requirement
1	Minimum amount of vertical reinforcement (each surface): — where the member carries in-plane normal and shear stresses and designed/verified by use of 8.5 or Annex G. — where the member is only loaded by vertical in-plane compression and out of plane bending	$A_{s,min,v}$	$0{,}25A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ $0{,}001A_c$
2	Minimum amount of horizontal reinforcement (each face): — where the member carries in-plane normal and shear stresses and designed/verified by use of 8.5 or Annex G. — where the member is only loaded by vertical in-plane compression and out of plane bending.	$A_{s,min,h}$	$0{,}25A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ $0{,}25A_{s,v}$
3	Maximum spacing of vertical reinforcement		min{$3h$[a]; 400 mm}
4	Maximum spacing of horizontal reinforcement		400 mm
5	Maximum spacing of orthogonal-to-the-surface reinforcement where $A_{s,v}$ exceeds $0{,}02A_c$ and is utilised in compression (end region is taken as $\geq 4h$ [a])		see 12.6.

[a] h – thickness of wall

(3) Where the longitudinal reinforcement is utilized in compression at ULS and is placed outside the horizontal reinforcement a minimum of number of stirrups with 4 legs per m² of wall area, perpendicular to the surface, should be provided unless welded wire mesh or bars of diameter $\phi \leq 16$ mm are used with concrete cover larger than 2ϕ.

12.8 Foundations

(1) Foundations shall be detailed with due regard to possible deviations in geometry and position of piles, supporting bedrock or soil.

(2) The main tensile reinforcement in pile caps may be designed using strut and tie models according to 8.5 or it may also be designed for bending and shear by considering the foundation as a slab if the main reinforcement near to piles is:

— designed according to 8.2(11) or 8.2.3(8) and

— placed within the width b_s defined in Figure 12.9a).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

In the area confined by the pile reaction according to Figure 12.9a), the anchorage length of main reinforcement may be reduced according to 11.4.2(5).

The main reinforcement perpendicular to free edges outside the widths b_s may also be activated if the vertical component of the corresponding struts can be carried to the piles by the system according to Figure 12.9b).

a) Definition of width b_s

b) load carrying system with bent-up of main reinforcement outside widths bs as suspension reinforcement

c) definition of anchorage zones with and without confinement due to pile compression

Key

1 main reinforcement in the width b_s and anchored behind the pile

2 main reinforcement outside the width b_s

3 struts carrying shear

4 bent-up part of main reinforcement acting as suspension reinforcement

5 anchorage of the suspension reinforcement

6 anchorage zone of main reinforcement with confinement due to pile compression

7 anchorage zone without confinement due to pile compression

Figure 12.8 — Anchorage of main reinforcement in pile caps

(3) The main reinforcement in footings and pile caps without shear reinforcement should be designed accounting for the concentrated compression zone and the resulting reduced lever arm of the internal forces under the column according to Figure 12.10a) and b). The increase of concrete strength in vertical direction under the column due to confinement according to 8.4 may be accounted for. Without detailed verification, a concrete strength in horizontal direction under the column up to $1{,}25f_{cd}$ may be assumed.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) compression field carrying shear

b) concentration of compression zone under the column and resulting reduced level arm *z*

Figure 12.9 — Concentrated compression zones in pile caps and footings

(4) Top surface and sides of pile caps and footings may be designed without surface reinforcement if there is no tension developing in these areas.

12.9 Tying systems for robustness of buildings

12.9.1 General

(1) Structures requiring an adequate level of robustness appropriate to the consequences of failure. Structures with normal consequences of failure should have a suitable tying system, to prevent progressive collapse by providing alternative load paths after local damage.

(2) In the absence of detailed analysis, the following ties should be provided as applicable:

a) peripheral ties,

b) internal ties,

c) horizontal column and wall ties,

d) vertical column and wall ties.

(3) Where a building is divided by expansion joints into structurally independent sections, each section should have an independent tying system.

(4) In the design of the ties the reinforcement may be assumed to be acting at its characteristic strength and shall be capable of carrying tensile forces defined in the following subclauses. Reinforcement of ductility classes B or C shall be used.

(5) Reinforcement provided for other purposes in columns, walls, beams and floors may be regarded as providing part of or the whole of these ties.

12.9.2 Dimensioning of ties

12.9.2.1 Peripheral ties

(1) At each floor and roof level of a structure an effectively continuous peripheral tie within 1,2 m from the edge should be provided according to Table 12.5(NDP). The tie may include reinforcement used as part of the internal tie.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

12.9.2.2 Internal ties

(1) Internal ties should be at each floor and roof level in two directions approximately at right angles. They should be effectively continuous throughout their length and should be anchored to the peripheral ties at each end, unless continuing as horizontal ties to columns or walls.

(2) The internal ties may, in whole or in part, be spread evenly in the slabs or may be grouped at or in beams, walls or other appropriate positions. In walls they should be within 0,5 m from the top or bottom of floor slabs.

(3) In each direction, internal ties should be capable of resisting a design value of tensile force according to Table 12.5(NDP).

12.9.2.3 Horizontal ties to columns and/or walls

(1) Columns and walls should be tied horizontally to the structure at each floor and roof level.

(2) The ties should be capable of resisting a tensile force t_{fac} per metre of the wall. For columns the force need not exceed T_{col}. Connections between columns and/or walls and the structure at each floor and roof level shall – without beneficial effects from external loads – be capable of transferring the specified tie forces.

(3) Corner columns should be tied in two directions. Bonded and unbonded reinforcement provided for the peripheral tie may be used as the horizontal tie in this case.

12.9.2.4 Vertical ties

(1) Where a column or wall is supported at its lowest level by an element other than a foundation (e.g. by a beam or flat slab) accidental loss of this element should be considered in the design and a suitable alternative load path should be provided.

12.9.3 Required resistances for ties

(1) Ties (see Figure 12.11) should be capable of resisting a tensile force given in Table 12.5(NDP).

NOTE The recommended values in Table 12.5(NDP) apply unless a National Annex gives other values.

Table 12.5(NDP) — Resistances for reinforcement in ties

Description		Symbol	Requirement
1	Peripheral ties	T_p	EN 1991-1-7
2	Internal ties	T_i	EN 1991-1-7
3	Vertical ties	T_v	EN 1991-1-7
4	Horizontal ties to walls	t_{fac}	≥ 20 kN/m
5	Horizontal ties to columns	T_{col}	≥ 150 kN

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Key

1 peripheral tie

2 internal tie

3 horizontal column or wall tie

Figure 12.10 — Ties for robustness

12.10 Supports, bearings and expansion joints

(1) Supports and bearings shall be designed and detailed for the relevant actions (loads, movements, rotations) to ensure correct positioning of the bearing reaction in accordance with the design model, taking into account construction deviations.

(2) For supports and bearings which permit movements, the shift of the bearing reaction should be taken into account in the design of the adjacent members.

(3) For supports which do not permit movements or rotation without overcoming significant restraint, actions due to restrained movements of the adjacent members (elastic, creep, shrinkage, temperature) and misalignment, lack of plumb, etc. shall be taken into account in the design of these members.

(4) Positioning and sizing of supports and bearings as well as detailing of reinforcement in supporting and supported members shall ensure effective transfer of forces compatible with the assumed action effects in the members and in the respective nodes of stress field or struts and ties, see Figure 8.28. Ties in the form of bent bars should effectively enclose the node.

(5) The nominal length a_1 of a simple support or bearing as shown in Figure 12.12 should be detailed accounting for:

— the net support or bearing length a_1 with regard to bearing capacity as defined in (6),

— anticipated movements where relevant,

— edge distances of supported and supporting members that may be considered ineffective due to, for example, the possibility of spalling or crumbling or due to incompatible stiffness,

— the allowances for construction deviations Δa_2 and Δa_3 in geometry and position of the supported and supporting members.

Detailing of members and supports should respect the following conditions, see Figure 12.12:

— $d_i = c_i + \Delta a_i$ with horizontal U-bar loops or otherwise anchored bars,

— $d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ with vertically bent bars,

— $c_{v,i} \leq d_i$ level of horizontal U-bar loops.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Where measures are taken to prevent spalling of concrete outside of the vertical bend, dimension d may be reduced, but $a_{1/2} + d_i \geq c_i + \Delta_{ai} + r_i$.

Key

a_1	bearing length	1	bearing
c_i	nominal cover	2	support
Δa_i	deviations	3	supported member
r_i	bend radius	4	centre-line of support
		5	horizontal U-bar loop
		6	vertical bent bar

Figure 12.11 — Example of bearing and lengths definitions

(6) Supported and supporting members shall be verified for the effects of the support or bearing reactions in accordance with 8.6.

(7) The choice of the type of bearing and expansion joints should be compatible with the structural system assumed in the design of the structure and suitable for the anticipated movements.

(8) The arrangement of bearings should be such that restraints of the adjacent members are avoided or minimised.

(9) Where the design service life of the bearing or expansion joint is less than the design service life of the member, bearings and expansion joints shall be designed to be replaceable.

12.11 Surface reinforcement for large diameter bars

(1) If a verification of the crack width for large diameter bars by calculation has been omitted, a constructive web surface reinforcement should be used.

(2) This surface reinforcement to limit crack widths or to resist spalling should be used where the main reinforcement is made up of:

— bars with diameter $\phi > 32$ mm or

— bundled bars with equivalent diameter $\phi_b > 32$ mm.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) This surface reinforcement $A_{s,surf}$ should consist of wire mesh or small diameter bars in the two directions parallel and orthogonal to the tension reinforcement in the beam and be placed outside the links in the cover as indicated in Figure 12.13.

$$A_{s,surf} \geq 0{,}01 A_{ct,ext} \text{ (in each direction)} \tag{12.9}$$

Dimensions in millimetres

Key

x is the depth of the neutral axis at ULS

Figure 12.12 — Surface reinforcement confining large diameter bars and bundles

(4) Where the cover to reinforcement is greater than 70 mm, for enhanced durability similar surface reinforcement should be used, with an area of $0{,}005 A_{ct,ext}$ in each direction.

(5) The longitudinal bars of the surface reinforcement may be taken into account as longitudinal bending reinforcement and the transverse bars as shear reinforcement provided that they meet the requirements for the arrangement and anchorage of these types of reinforcement.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

13 Additional rules for precast concrete elements and structures

13.1 General

(1) The rules in Clause 13 apply to structures made partly or entirely of precast concrete elements and are supplementary to other rules in this Eurocode.

(2) Further development of the provisions for specific precast concrete products – related to design, detailing, tolerances and production – is given in EN 13369 and in the respective European product standards. Provisions for assembly are given in EN 13670.

(3) Execution class in accordance with EN 13670 shall be specified.

13.2 Specific requirements

(1) In design and detailing, the following shall be considered specifically:

— bearings (temporary and permanent), joints and connections;

— transient situations like demoulding, transfer of prestress, transports, storage, erection and assembly.

(2) Where relevant, dynamic effects in transient situations should be taken into account. In the absence of an accurate analysis, static effects may be multiplied by an appropriate factor (for precast products, directions may be provided in specific product standards).

13.3 Concrete

13.3.1 Strength for heat curing

(1) In the case of heat curing, the mean compressive strength of concrete at an age t less than t_{ref}, $f_{\mathrm{cm}}(t)$, may be estimated from Formula (B.1), replacing the concrete age t with the temperature adjusted concrete age obtained by Formula (B.18), where the coefficient $\beta_{\mathrm{cc}}(t)$ should be limited to 1,0.

For the effect of heat curing, Formula (13.1) may be used:

$$f_{\mathrm{cm}}(t) = f_{\mathrm{cmp}} + \frac{f_{\mathrm{cm}}(t_{\mathrm{ref}}) - f_{\mathrm{cmp}}}{\lg(t_{\mathrm{ref}} - t_p + 1)} \lg(t - t_p + 1) \tag{13.1}$$

where

f_{cmp} is the mean compressive strength after the heat curing (i.e. at tendon release), measured by testing samples at the time t_{p} ($t_{\mathrm{p}} < t_{\mathrm{ref}}$) subject to the same heat treatment as the precast concrete product;

t_{ref} is defined in 5.1.3.

13.3.2 Creep and shrinkage

(1) In case of heat cured precast concrete elements, the values of creep deformations may be estimated according to the maturity function of Formula (B.14) in Annex B, in which the age of concrete at loading t_0 (in days) in Formula (B.9) should be replaced by the equivalent concrete age obtained by Formulae (B.17) and (B.18).

(2) In elements subjected to heat curing, drying shrinkage strain and basic shrinkage strain during heat curing may be assumed negligible.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

13.4 Structural analysis

13.4.1 General

(1) The analysis shall account for:

— the behaviour of the structural elements at all stages of construction, using the appropriate geometry and properties for each stage, and their interaction with other elements (e.g. composite action with in-situ concrete or other precast units);

— the influence of the behaviour of the connections, with particular regard to their actual deformability and strength;

— the uncertainties affecting restraints and force transmission between elements, arising from deviations in geometry and in positioning of elements and bearings;

— the influence of the flexibility of members supporting precast floor elements on the load distribution between the precast floor elements.

(2) In bearings of beams and slabs, beneficial effects of horizontal restraint caused by friction due to gravity loads may be taken into account only in non-seismic situations (using $\gamma_{G,inf}$) and where

— friction is not solely relied upon for overall stability of the structure;

— bearing arrangements preclude the possibility of accumulation of sliding of the elements;

— risk of significant impact loading is excluded.

(3) The effects of relative movements of elements on bearings should be considered in design with respect to the resistance of the structure and the integrity of the connections.

13.4.2 Losses of prestress during heat curing

13.4.2.1 Relaxation losses

(1) For pre-tensioned members, the effect of heat treatment on the relaxation losses shall be considered.

(2) This effect of heat treatment on the relaxation losses may be accounted for by the simplified method given in Formula (13.2). In this case, an equivalent time t_{eq} should be added to the time after tensioning t used in Annex B.

$$t_{eq} = \frac{1{,}14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \sum_{i=1}^{n} \left(T_{(\Delta t_i)} - 20\right) \ \Delta t_i \tag{13.2}$$

where

t_{eq} is the equivalent time (in hours);

$T_{(\Delta t_i)}$ is the temperature during the time interval Δt_i;

T_{max} is the maximum temperature during the heat treatment.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

13.4.2.2 Thermal losses

(1) A specific thermal loss $\Delta\sigma_\theta$ induced by heat treatment should be avoided or taken into account. The thermal loss may be estimated by Formula (13.3):

$$\Delta\sigma_\theta = 0{,}5E_p \cdot \alpha_{c,th} \cdot (T_{max} - T_0) \tag{13.3}$$

where $(T_{max} - T_0)$ is the difference between maximum and initial concrete temperature near the tendons.

13.5 Design and detailing of pre-tensioning tendons

13.5.1 Arrangement of tendons

(1) The spacing and concrete cover of pre-tensioning tendons shall be such as to ensure that placing and compacting concrete will be carried out satisfactorily and that sufficient bond will be attained between the concrete and the tendons.

(2) The minimum spacing and cover for bond stress and to avoid splitting should be in accordance with Figure 13.1 and Table 13.1. Depending on, for example, the production method, the level of pre-stressing or the level of release strength, other values of spacing and cover may be used, provided that satisfactory behaviour in service and at ultimate is demonstrated by testing or permitted by the specific European product standard with factory production control.

with $s_v = \max\{2\phi; D_{upper}\}$ and $s_h = \max\{2\phi; D_{upper} + 5\text{ mm}; 20\text{ mm}\}$

NOTE For $c_{min,b}$, see 6.5.2.3.

Figure 13.1 — Minimum clear spacing and cover for bond for pre-tensioning tendons

Table 13.1 — Minimum concrete cover $c_{min,b}$ for pre-tensioning tendons

clear spacing s	Minimum cover $c_{min,b}$	
	Strand	Indented wire
$s = 2\phi_p$	$3{,}0\phi_p$	$4{,}5\phi_p$
$s \geq 2{,}5\phi_p$	$2{,}5\phi_p$	$4{,}0\phi_p$

(3) Bundling of tendons should not occur in the anchorage zones without taking special provisions to cover splitting forces. Outside the anchorage zone up to three tendons may be bundled.

(4) Tendon ends shall be protected for durability. Methods of protection for durability may be given by the specific European product standard with factory production control or applied otherwise provided that satisfactory behaviour is demonstrated.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

13.5.2 Anchorage zones

(1) In anchorage zones of tendons, the following length parameters should be considered, see Figure 13.2 and Figure 13.3:

— Transmission length l_{pt}, over which the prestressing force P_0 is fully transmitted to the concrete, see 13.5.3(1)

— Dispersion length l_{disp}, over which the concrete stresses gradually disperse to a linear distribution across the concrete section, see 13.5.3(3)

— Anchorage length l_{bpd}, over which the tendon force P_{pd}, in the ultimate limit state is fully anchored in the concrete, see 13.5.4(2).

Figure 13.2 — Transfer of prestress in pre-tensioned member; length parameters

Key

Y tendon stress

X distance from end

1 at release

2 at ULS

Figure 13.3 — Tendon stresses

13.5.3 Transfer of prestress

(1) The basic value of the transmission length l_{pt} may be taken as:

$$l_{pt} = \frac{\gamma_C}{1{,}5} \cdot \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_{pm0}}{\eta_1 \cdot \sqrt{f_{ck}(t)}} \cdot \phi_p \tag{13.4}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

α_1 = 1,0 for gradual release,

= 1,25 for sudden release;

α_2 = 0,40 for indented wires,

= 0,26 for 3- and 7-wire strands;

ϕ_p is the nominal diameter of the tendon;

σ_{pm0} is the tendon stress just after release;

η_1 = 1,0 for tendons located in favourable positions during concreting (see 11.4.2(4)),

= 0,7 otherwise, unless a higher value can be justified with regard to special circumstances in execution;

$f_{ck}(t)$ is the concrete compressive strength at time of release which may be taken as:

$$f_{ck}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{2/3} \cdot f_{ck} \tag{13.5}$$

Other values of transmission length may be used, provided that satisfactory behaviour in service is demonstrated by testing or permitted by the specific European product standard with factory production control.

(2) Depending on the design situation, the design value of the transmission length should be taken as:

$$l_{pt1} = 0{,}8 l_{pt} \text{ for the verification of local stresses at release} \tag{13.6}$$

$$l_{pt2} = 1{,}2 l_{pt} \text{ for ultimate limit states (shear, anchorage, etc.)} \tag{13.7}$$

(3) Concrete stresses may be assumed to have a linear distribution in the member cross section outside the dispersion length, l_{disp}, see Figure 13.2:

$$l_{disp} = \sqrt{{l_{pt}}^2 + d^2} \tag{13.8}$$

(4) Alternative models for the transfer of prestressing force may be used, if adequately justified and if the transmission length is modified accordingly.

13.5.4 Anchorage of tensile force at ULS

(1) The anchorage of tendons shall be checked in sections where the concrete tensile stress determined for the characteristic combination of actions exceeds $f_{ctk,0,05}$.

The tendon stress σ_{pd} shall be calculated for a cracked section, including the effect of shear according to Formula (8.36).

(2) If concrete is uncracked all along the transmission length, the total anchorage length for anchoring a tendon at ultimate limit state with stress σ_{pd} may be taken as:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \frac{\gamma_C}{1{,}5} \cdot \frac{2 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \left(\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}\right)}{\eta_1 \cdot \sqrt{f_{ck}}} \cdot \phi_p \tag{13.9}$$

where

l_{pt2} is the upper design value of transmission length, see 13.5.3(2);

α_2 is as defined in 13.5.3(1);

α_3 = 1,5 in cases where fatigue verification is required, see 10.1,

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

= 1,0 in all other cases;

$\sigma_{pm\infty}$ is the tendon stress after all losses;

η_1 is as defined in 13.5.3(1).

Tendon stresses in the anchorage zone are illustrated in Figure 13.3.

13.5.5 Shear resistance of precast members without shear reinforcement

(1) Except for the conditions described in (2), 8.2.2 applies.

(2) Provided that following conditions are fulfilled:

— the member is prestressed and simply supported,

— the effective depth is not larger than 500 mm,

— the investigated region is uncracked in bending (where the flexural tensile stress for the characteristic combination of actions, including effects of imposed deformations is smaller than $f_{ctk,0,05}/\gamma_C$).

The shear resistance may be checked by the verification of the principal stresse:

$$\sigma_{1d}(y) \leq \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \tag{13.10}$$

where

$\sigma_{1d}(y$ is the maximum value of the principal tensile stress in the concrete cross section,

$$\sigma_{1d} = \frac{\sigma_{x,Ed}(y)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed}(y)}{2}\right)^2 + \tau_{Ed}(y)^2} \tag{13.11}$$

$\sigma_{x,Ed}(y)$ is the normal stress in the longitudinal direction of the structure determined in a fibre at distance y from the centroidal axis, assuming linear stress distribution over the depth. For cross sections within the transmission length of pre-tensioning tendons l_{pt2} according to Formula (13.7), the contribution of the related prestressing force to N_{Ed} and M_{Ed} should be considered with a linear distribution according to Figure 13.3;

$\tau_{Ed}(y)$ is the shear stress in a fibre at distance y from the centroidal axis:

$$\tau_{Ed}(y) = \frac{V_{Ed} \cdot S(y)}{b(y) \cdot I} \tag{13.12}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I is the second moment of area of the concrete cross section;

$b(y)$ is the width of the concrete cross section at a distance y from the centroidal axis;

$S(y)$ is the first moment of area of the concrete cross section above the fibre at distance y for the centroidal axis taken about the centroidal axis;

y is the distance from the considered fibre considered to centroidal axis of the concrete cross section, y should be choose so that the maximum value of $\sigma_{1,\mathrm{Ed}}$ is found,

Shear stresses due to transverse bending, for example near flexible supports, and/or due to the dispersion of tendon anchorage forces should be considered.

13.6 Floor systems for buildings

13.6.1 Transverse distribution of loads

(1) Where transverse load distribution between adjacent elements has been taken into account, appropriate shear connections shall be provided across the longitudinal joints.

(2) Transverse shear transfer across longitudinal joints between precast elements may be achieved as shown by examples in Figure 13.4.

a) longitudinal key infilled with mortar or concrete

b) welded or bolted anchored plates

c) structural reinforced concrete topping

Figure 13.4 — Connections for vertical shear transfer between parallel precast units

(3) Transverse distribution of vertical loads between adjacent elements should be based on analysis or tests taking into account the likely load variation between precast elements and the strength of the interface.

(4) For building floors with uniformly distributed load and in the absence of a more accurate analysis, the shear force acting in joints to adjacent precast elements per unit length of longitudinal joint may be taken as:

$$v_{\mathrm{Ed}} = q_{\mathrm{Ed}} \cdot b_{\mathrm{e}}/3 \tag{13.13}$$

where

q_{Ed} is the design value of variable load;

b_{e} is the width of the element.

(5) Precast concrete elements with a topping at least 40 mm thick may be designed as composite elements, if shear at the interface is verified according to 8.2.6.

(6) Transverse reinforcement for bending and other action effects may be placed within the topping.

(7) Building floor slabs combining parallel beams with unreinforced blocks in between without topping may be analysed in shear and bending as solid slabs, if

(i) cast-in-situ transverse ribs are provided with a continuous reinforcement through the longitudinal ribs and

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(ii) the spacing s_T of such transverse ribs complies with the limits in Table 13.2.

Table 13.2 — Maximum spacing of transverse ribs s_T

Type of actions	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
residential, snow	not required	$s_T \leq 12h$
other	$s_T \leq 10h$	$s_T \leq 8h$

where
s_L spacing of longitudinal ribs;
h depth of the floor
l_L length (span) of longitudinal ribs, h = thickness of ribbed floor.

(8) Webs or ribs in isolated slab elements should be provided with shear reinforcement as for beams.

(9) The effects of possible restraints of precast units shall be considered.

13.6.2 Diaphragm action

(1) Where precast concrete floors in buildings are assumed to act as horizontal diaphragms transferring horizontal forces to vertical bracing units:

— the diaphragm should form part of a realistic structural model, taking into account the deformation compatibility with bracing units;

— the effects of horizontal deformations should be taken into account for all parts of the structure involved in the transfer of horizontal loads;

— the diaphragm should be reinforced and connected for the tensile forces derived from the analysis;

— stress concentrations at openings and connections should be taken into account in the detailing of the reinforcement.

(2) If tie bars with diameter ϕ are anchored in the concrete infilled in longitudinal joints between parallel elements, the joint width should be $t_j \geq 3\phi$. Such solution shall not be adopted in structures designed for earthquake resistance.

(3) Transverse reinforcement provided across longitudinal joints as part of the tying system may be concentrated along the elements' supports and shall be consistent with the structural model.

(4) In diaphragm action provided by untopped building floors made of precast slab elements with concreted or grouted longitudinal joints, their shear resistance should be determined according to shear-friction mechanisms, accounting for the transverse compressive force on the joint surface and for its roughness or presence of keys. For shear at the interface, reference should be made to 8.2.6 or to design assisted by testing.

13.7 Connections and supports

13.7.1 General

(1) Materials for connections shall be:

— stable and durable for the design service life of the structure,

— chemically and physically compatible.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Connections shall be designed to resist all action effects consistent with design assumptions, to accommodate the necessary deformations and ensure robust behaviour of the structure.

(3) The verification of resistance and stiffness of connections may be based on numerical analysis, possibly assisted by testing.

(4) Except in exposure classes X0 and XC1, fasteners for claddings shall be made of corrosion resistant material unless adequately protected against environmental actions.

(5) Shear forces may be ignored in compression connections if they are less than 10 % of the compressive force.

(6) At connections with bedding materials like mortar, concrete or polymeric pads, relative movement between the connected surfaces shall be prevented during hardening of the material.

(7) Connections for compressive force without bedding material or mortar bed may only be used where appropriate quality of workmanship can be achieved. The average stress between plane surfaces should not exceed $0{,}4f_{\mathrm{cd}}$.

(8) Transverse tensile stresses near the ends of adjacent precast concrete elements should be considered. They may be due to concentrated compression according to Figure 13.5a), or due to the expansion of a soft padding according to Figure 13.5b). Reinforcement in case a) may be designed and located according to 8.5.5. Reinforcement in case b) should be placed close to the surfaces of the adjacent elements.

(9) In absence of more accurate models, reinforcement in Figure 13.5b) may be calculated as:

$$A_s = 0{,}25\frac{t}{h}\cdot\frac{F_{\mathrm{Ed}}}{f_{\mathrm{yd}}} \tag{13.14}$$

where

A_{s} is the reinforcement area in each surface;

t is the thickness of padding;

h is the dimension of padding in the direction of the reinforcement;

F_{Ed} is the compressive force in the connection.

(10) The maximum capacity of compression connections should be determined according to 8.6, or should be based on design assisted by testing.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) concentrated bearing b) expansion of soft padding

Figure 13.5 — Transverse tensile stresses at connections transmitting compression

(11) In building wall elements installed over floor slabs, reinforcement should normally be provided for possible eccentricities and concentrations of the vertical load at the end of the wall.

(12) Specific reinforcement in building walls over a connection may be omitted, if the vertical load satisfies

$$F_{\mathrm{Ed}} \leq 0{,}5h \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{13.15}$$

where h is the wall thickness (see Figure 13.6).

(13) F_{Ed} in Formula (13.15) may be increased to

$$F_{\mathrm{Ed}} = 0{,}6h \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{13.16}$$

in presence of reinforcement as in Figure 13.6, having diameter $\phi \geq 6$ mm and spacing s not greater than the lesser of h and 200 mm. For higher loads, reinforcement should be designed according to Formula (13.14). A separate check should be made for the lower wall.

a) transverse view b) longitudinal view

Figure 13.6 — Example of reinforcement in a building wall over a connection between floor slabs

(14) Reinforcement for transferring bending moments or tensile forces shall be continuous across the connection and anchored in the adjacent precast concrete elements.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

13.7.2 Supports

(1) Bearings shall be designed and detailed to ensure correct positioning, taking into account production and assembling deviations.

(2) For bearings which do not permit sliding or rotation without significant restraint, actions due to creep, shrinkage, temperature, misalignment, lack of plumb etc. shall be taken into account in the design of supported and adjacent members.

(3) Reinforcement in supporting and supported members shall be detailed to ensure effectiveness in the respective nodes, allowing for deviations, see 12.10.

(4) The nominal length a of a simple support bearing as shown in Figure 13.7 should be calculated accounting for:

— the net bearing length a_1 with regard to bearing strength as defined in (5),

— the distances a_2 and a_3 assumed beyond bearings,

— the allowances for deviations Δa_2 and Δa_3 in length of both members and of their distance.

Indications for evaluating the distances a_2 and a_3 and the deviations Δa_2 and Δa_3 as function of the tolerances are given in EN 13369.

Figure 13.7 — Example of bearing and lengths definitions

(5) In the absence of more detailed specifications, the following values may be used for the bearing strength:

$f_{Rd} = 0{,}4 f_{cd}$ for dry connections, see 13.7.1(7) (13.17)

$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0{,}85 f_{cd}$ for all other cases (13.18)

where

f_{cd} is the lower value of the design strengths of supported and supporting members;

f_{bed} is the appropriate design resistance of the bedding material, consistent with the design model and the limit state being checked.

(6) For isolated elements, e.g. beams or single slab elements, the nominal length shall be 20 mm greater than for non-isolated elements.

(7) If the bearing of isolated elements allows longitudinal movements, the net bearing length shall be increased to cover possible movements.

(8) If an isolated element is tied other than at the level of its bearing, the net bearing length a_1 shall be increased to cover the effect of possible rotation around the tie.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(9) If a uniform distribution of the bearing pressure can be obtained, e.g. by mortar, neoprene or other pads, the design bearing width may be taken as the actual bearing width. Otherwise b_1 should not be taken greater than 600 mm.

13.7.3 Pocket foundations for buildings

13.7.3.1 General

(1) Pocket foundations, embedding a precast column base within side walls infilled with in-situ concrete (see Figs. 13.8 and 13.9, where only the main reinforcement is sketched) and transferring member action effects by shear and bending, may be considered to provide full restraint of the column in the pocket.

NOTE Depending on soil properties, soil-structure interaction can however result in lower restraints than available between column and pocket.

(2) Pockets should be large enough to enable a good concrete filling below and around the column.

(3) Pocket foundations may host members other than a single column, e.g., twin columns, short walls, etc.; in these cases, specific adequate provisions should be devised for ensuring the assumed restraint for these elements.

13.7.3.2 Pocket foundations with keyed surface

(1) Pocket and hosted column, both provided with adequate keys able to mobilise strut mechanisms (Figure 13.8), may be considered monolithically connected with overlapped reinforcements.

(2) The lap length between the reinforcement of the column and of the pocket according to 11.5.2 should be increased by at least the distance s between the lapped bars. Adequate confinement reinforcement at the lapped splice should be provided (see Figure 13.8).

Figure 13.8 — Pocket foundations with keyed surfaces

13.7.3.3 Pocket foundations with smooth or rough surfaces

(1) In case of pocket and column with smooth or rough surfaces (non-keyed), the action effects from the column may be assumed to be transferred through the concrete filling by the compressive forces F_1, F_2, F_3 and the corresponding friction forces $\mu_v F_1$, $\mu_v F_2$, $\mu_v F_3$, as shown in Figure 13.9 a).

(2) With the assumption of (1) above, the minimum embedded length l should be

$$l \geq 1{,}2 h_{col} \text{ for } M_{Ed}/N_{Ed} \leq 0{,}15 h_{col} \tag{13.19}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$l \geq 2{,}0h_{\text{col}}$ for $M_{\text{Ed}}/N_{\text{Ed}} \geq 2{,}0h_{\text{col}}$ (13.20)

where C is the largest side of the column's section.

l may be interpolated for $0{,}15h_{\text{col}} < M_{\text{Ed}}/N_{\text{Ed}} < 2{,}0h_{\text{col}}$.

(3) The coefficient of friction μ_{v} should be taken from Table 8.1, according to the relevant type of surface.

(4) The transfer of forces to the base slab may be checked at ULS by assuming a strut-and-tie model in accordance with 8.5.

(5) The position of F_1 should be chosen with $a \geq 0{,}1l$.

Figure 13.9 — Pocket foundations with smooth or rough joint surface

13.7.4 Tying systems for buildings

(1) Precast structures should be provided with a tying system to secure robustness of the structure according to the rules of 12.9. For building structures the following additional provisions apply.

(2) In planar elements loaded in their own plane, e.g. in multi-storey walls and floor diaphragms composed of precast elements, the necessary interaction among elements for the overall resistance may be obtained by tying them together with peripheral and/or internal ties.

(3) The same ties may also be relied upon to provide overall robustness of the structure, according to 12.9.

(4) Horizontal ties may be provided wholly within the in situ concrete topping or at connections of precast members. Where ties are not continuous in one plane, the bending effects resulting from the eccentricities should be considered.

(5) Ties should not be lapped in narrow joints between precast elements. Mechanical anchorage shall be used in these cases.

(6) If internal ties are grouped along lines, surrounding members should be designed to distribute the tying forces within the slab.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

14 Plain and lightly reinforced concrete structures

14.1 General

(1) Clause 14 provides additional rules for plain concrete structures or where the reinforcement provided is less than the minimum required for reinforced concrete according to Clause 12.

(2) It should be ensured that brittle failure of these members does not lead to collapse of the structure.

(3) Clause 14 applies to members mainly subjected to compression other than that due to prestressing such as:

— walls, columns, arches, vaults, and tunnels;

— strip and pad footings for foundations;

— gravity retaining walls;

— piles with diameter ≥ 600 mm and where $N_{Ed}/A_c \leq 0{,}30 f_{ck}$.

Clause 14 does not apply to members affected by dynamic actions (other than seismic) such as those from rotating machines and traffic loads.

(4) For members made of lightweight aggregate concrete with closed structure according to Annex M or for precast concrete elements and structures covered by this Eurocode, the design rules should be modified accordingly.

(5) Plain concrete members may include steel reinforcement to satisfy serviceability, or partial reinforcement. Such reinforcement may be taken into account for local verification of ultimate limit states and for verification of serviceability limit states.

(6) Members subject to imposed deformations except as noted in 14.4.2 should be designed as reinforced members or constructed with joints to avoid uncontrolled cracking.

14.2 Concrete

(1) For the verification of plain concrete members at ULS, the values for $f_{cd,pl}$ and $f_{ctd,pl}$ shall be taken as:

$$f_{cd,pl} = k_{c,pl} \cdot f_{cd} \tag{14.1a}$$

$$f_{ctd,pl} = k_{t,pl} \cdot f_{ctd} \tag{14.1b}$$

NOTE The values of $k_{c,pl}$ and $k_{t,pl}$ are both 0,8 unless a National Annex gives other values.

(2) When tensile stresses are considered for the design resistance of plain concrete members, the stress strain diagram (see 8.1.1) may be extended linearly up to the tensile design strength $f_{ctd,pl}$.

14.3 Structural analysis

(1) Since plain concrete members have limited deformation capacity, analysis methods according to Clause 7 such as stress fields, strut-and-tie or FE should be used which permit neglecting the tensile strength of concrete, in general.

14.4 Ultimate limit states

14.4.1 General

(1) Beams, slabs and other structural members without axial compression or axial restraint and with predominantely bending moments should not be designed as plain concrete members taking into account

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

concrete tensile strength. In cases of axially loaded members and shear forces 14.4.3 may be used. Strip and pad footings are allowed to be designed according to 14.6.3.

14.4.2 Design resistance to bending with axial force

(1) In the case of walls, subject to the provision of adequate construction details and curing, the imposed deformations due to temperature or shrinkage may be ignored.

(2) The general provisions of 8.1 apply for determining the ultimate resistance of sections to bending with axial force.

(3) The axial resistance N_{Rd} of a rectangular cross section with a uniaxial eccentricity e in the direction of h, may be taken as:

$$N_{\mathrm{Rd}} = f_{\mathrm{cd,pl}} \cdot b \cdot h_{\mathrm{w}} \left(1 - 2\, e/h_{\mathrm{w}}\right) \tag{14.2}$$

where

b is the overall width of the cross section (see Figure 14.1);

h_{w} is the overall depth of the cross section;

e is the eccentricity of N_{Ed} in the direction of h.

Key

N_{Ed} resultant force of the actions

Figure 14.1 — Notation for plain walls

14.4.3 Shear

(1) In members with axial compression, approaches based on compression fields without ties according to 8.5 should be used to calculate shear resistance.

(2) In plain concrete members account may be taken of the concrete tensile strength in the ultimate limit state for shear, provided that either by calculations or by experience, brittle failure may be excluded and adequate resistance is ensured.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) For a section subject to a shear force V_{Ed} and a normal compressive force $|N_{Ed}|$ acting over a compressive area A_{cc} the absolute value of the components of design stress may be taken as:

$$\sigma_{cp} = |N_{Ed}|/A_{cc} \tag{14.3}$$

$$\tau_{cp} = 1{,}5 \cdot V_{Ed}/A_{cc} \text{ (for rectangular sections)} \tag{14.4}$$

and the following should be satisfied:

$$\tau_{cp} \leq \tau_{Rd,pl}$$

where

$$\text{if } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}: \quad \tau_{Rd,pl} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl}} \tag{14.5}$$

or

$$\text{if } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim}: \quad \tau_{Rd,pl} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2} \tag{14.6}$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{ctd,pl} - 2\sqrt{f_{ctd,pl} \cdot \left(f_{ctd,pl} + f_{cd,pl}\right)} \tag{14.7}$$

where $\tau_{Rd,pl}$ is the plain concrete design strength in shear.

(4) A concrete member may be considered to be uncracked at the ultimate limit state if either it remains completely under compression or if the absolute value of the principal concrete tensile stress does not exceed $f_{ctd,pl}$.

(5) Shear forces in construction joints should be verified according to 8.2.6.

14.4.4 Torsion

(1) Cracked members should not be designed to resist torsional moments unless it can be justified otherwise.

14.4.5 Ultimate limit states induced by structural deformation (buckling)

14.4.5.1 Slenderness of columns and walls

(1) The effective length of a column or wall should be calculated as:

$$l_0 = \beta_{Eul} \cdot l_w \tag{14.8}$$

where

l_w clear height of the member;

β_{Eul} *Euler*-coefficient which depends on the support conditions (*Euler*-cases). For walls supported on 3 or more sides β_{Eul}-values may be taken from Table 14.1.

(2) The β_{Eul} -values should be increased appropriately if the transverse bearing capacity is affected by chases or recesses.

(3) A transverse wall may be considered as a bracing wall if:

— its total thickness is not less than $0{,}5h_w$, where h_w is the overall thickness of the braced wall;

— it has the same height l_w as the braced wall under consideration;

— its length is at least equal to $l_w/5$, where l_w denotes the clear height of the braced wall;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— within the length $l_w/5$ the transverse wall has no openings.

(4) In the case of a wall connected along the top and bottom in a flexurally rigid manner by in situ concrete and reinforcement, so that the end moments can be fully resisted, the values for β_{Eul} given in Table 14.1 may be factored by 0,85.

(5) The slenderness of walls in plain concrete cast in situ should generally not exceed $\lambda = 86$ (i.e. $l_0/h_w = 25$).

Table 14.1 — Values of β_{Eul} for different support conditions

Lateral bearing	Elevation of wall	Formula	Factor β_{Eul}	
			b/l_w	β_{Eul}
along three sides		$\beta_{Eul} = \frac{1}{1+\left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00
			b/l_w	β_{Eul}
along four sides		if $b \geq l_w$: $\beta_{Eul} = \frac{1}{1+\left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ if $b < l_w$: $\beta_{Eul} = \frac{b}{2l_w}$	0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

1 – floor slab;
2 – free edge;
3 – transverse wall with thickness $\geq 0{,}5h_w$ and with a length $\geq l_w/5$

NOTE The information in Table 14.1 assumes that the wall has no openings with a height exceeding 1/3 of the wall height l_w or with an area exceeding 1/10 of the wall area. In walls laterally restrained along 3 or 4 sides with openings exceeding these limits, the parts between the openings should be considered as laterally restrained along 2 sides only and be designed accordingly.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

14.4.5.2 Simplified design method for walls and columns

(1) In the absence of a more rigorous approach according to 7.4.3.3, the design resistance in terms of axial force for a braced wall or column in plain concrete with $f_{ck} < 55$ MPa, may be calculated as follows:

$$N_{Rd} = b \cdot h \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi \tag{14.9}$$

where

N_{Rd} is the axial force resistance;

Φ is the factor taking into account eccentricity, including second order effects

$$\Phi = 1{,}15 - 2{,}35 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w} - 0{,}016 \cdot \frac{l_0}{h_w} + \frac{f_{ck}}{1\,000} \cdot \left(9 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w} - 4\right) - \Phi_\varphi$$
$$\leq 0{,}98 - 1{,}96 \frac{e_{tot}}{h_w} + \frac{f_{ck}}{1000} \cdot \left(3 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w} - 2\right) \tag{14.10}$$

where

$$e_{tot} = e_0 + e_i \tag{14.11}$$

e_0 is the first order eccentricity including, where relevant, the effects of floors (e.g. possible clamping moments transmitted to the wall from a slab) and horizontal actions. To determine e_0 an equivalent first order end moment, M_{0Ed} may be used, see O.7.2;

e_i is the additional eccentricity covering the effects of geometrical imperfections, see 7.2.1;

Φ_φ is a reduction part of Φ by creep effects.

NOTE Formula (14.12) for Φ_φ apply unless a National Annex give a different formula:

$$\Phi_\varphi = 0{,}12\varphi_{eff} \cdot \frac{l_0}{h_w} \cdot \left(0{,}075 - 0{,}1\frac{e_{tot}}{h_w}\right) \geq 0 \tag{14.12}$$

In some cases, depending on slenderness, the end moment(s) (M_{02}) can be more critical for the structure than the equivalent first order end moment M_{0Ed}. In such cases Formula (14.2) should be used for the ultimate limit state.

(2) Other simplified methods may be used provided that they are not less conservative than a rigorous method in accordance with 7.8.5.

14.5 Serviceability limit states

(1) Stresses should be checked where structural restraint is expected to occur.

(2) The following measures to ensure adequate serviceability should be considered:

a) with regard to crack formation:

— limitation of concrete tensile stresses according to Clause 9;

— provision of subsidiary structural reinforcement (surface reinforcement, tying system where necessary);

— provision of joints;

— choice of concrete technology (e.g. appropriate concrete composition, curing);

— choice of appropriate method of construction.

b) with regard to limitation of deformations:

— a minimum section size (see 14.6);

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— limitation of slenderness in the case of compression members.

(3) Any reinforcement provided in plain concrete members, although not taken into account for load bearing purposes, should comply with durability requirements according to Clause 6.

14.6 Detailing of members and particular rules

14.6.1 Structural members

(1) The overall thickness of a cast in-situ plain concrete wall should not be less than 120 mm.

(2) Local reinforcement may need to be added at chases and recesses to control cracking.

14.6.2 Construction joints

(1) Construction joints should be designed according to 8.2.6.

(2) Where tensile stresses are expected to occur in concrete at constructions joints, reinforcement shall be detailed to provide required strength and to control cracking.

14.6.3 Strip and pad footings

(1) In the absence of more detailed data, axially loaded strip and pad footings may be designed and constructed as plain concrete provided that:

$$\frac{0{,}85 \cdot h_{\mathrm{F}}}{a_{\mathrm{F}}} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{\mathrm{gd}}}{f_{\mathrm{ctd,pl}}}} \tag{14.13}$$

As a simplification, the relation in Formula (14.14) may be used:

$$\frac{h_{\mathrm{F}}}{a_{\mathrm{F}}} \geq 2 \tag{14.14}$$

where

h_{F} is the footing depth;

a_{F} is the distance from the footing edge to the column face (see Figure 14.2);

σ_{gd} is the design value of ground pressure.

Figure 14.2 — Unreinforced pad footings; notations

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex A
(normative)

Adjustment of partial factors for materials

A.1 Use of this annex

(1) This Normative Annex contains information on the basis of the recommended partial factors for materials and provisions for adjustment of partial factors for materials for different reliability levels.

A.2 Scope and fields of application

(1) This Normative Annex applies to all clauses and annexes of this standard.

A.3 General

(1) The partial factors for materials given in Table 4.3(NDP) may be adjusted according to this Annex A if at least one of the conditions defined in Table A.1(NDP) applies.

(3) If there is an evidence that the actual statistical data of at least one of following variables:

- material strength,
- dominant geometrical value or
- model uncertainty

is more unfavourable than the values defined in Table A.2, the partial factors for materials given in Table 4.3(NDP) shall be adapted according to (3).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table A.1a (NDP) — Values of adjusted material factors - General

Condition for adjusted material factors	persistent and transient design situations			accidental design situations		
	γ_S	γ_C	γ_V	γ_S	γ_C	γ_V
a) if the execution ensures that geometrical deviations of Tolerance Class 2 according to EN 13670 are fulfilled	1,08	1,48	1,33	0,97	1,15	1,11
	according to (3) and (3) if also other conditions are fulfilled					
b) if the calculation of design resistance is based on the value of the dominant geometrical data measured in the finished structure and the CoV of the measurement is not larger than the values given in (5)	1,04	1,48	1,29	0,95	1,15	1,08
	according to (3) and (5) if also other conditions are fulfilled					
c) if the calculation of design resistance is based on the design value of the effective depth according to (6)	1,03	–	1,29	0,94	–	1,07
	according to (3) and (6) if also other conditions are fulfilled					
d) if the in-situ concrete strength in the finished structure is assessed according to EN 13791:2019, Clause 8	γ_C according to (7)					
e) if the verification of the structure or of the member is conducted according to more refined methods ensuring reduced uncertainties of the resistance model.	γ_S and γ_C according to (3) where the statistical values describing the model uncertainties in Table A.2 are replaced by the actual ones					
f) if the verification of the structure or of themember is conducted using non-linear analysis and the model uncertainty is considered separately according to F.4(1).	1,20	1,46	1,31[b]	1,09	1,16	1,16[b]
g) if the target value for the reliability index β_{tgt} given in Table A.3 is modified in accordance with the relevant authority	γ_S and γ_C according to (3) with the statistical values in Table A.2					
h) if it can be shown that the statistical data of either material strength[a], dominant geometrical value or resistance model are more favourable (smaller coefficient of variation or larger bias factor) than the values given in Table A.2	γ_S and γ_C according to (3) where the corresponding statistical values in Table A.2 are replaced by the actual ones					

NOTE 1 The values given in Table A.1(NDP) apply unless the National Annex gives different values.

[a] If the partial safety factor is applied to the characteristic value of the material strength, the advantage of a reduced coefficient of variation of the material strength is compensated by the reduction of ratio f_{ym}/f_{yk} defined in Table A.2.

[b] These values apply for failures modes similar to punching and shear failures in members without shear reinforcement.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table A.1b(NDP) – Values of adjusted material factors – Additional provisions for precast members

Condition for adjusting material factors for precast members	persistent and transient design situations			accidental design situations		
	γ_S	γ_C	γ_W	γ_S	γ_C	γ_W
(i) In case (a) is fulfilled and System of AVCP 2+ is applied	1,10	1,40	1,30	0,95	1,05	1,05
(j) In case System of AVCP 2+ is applied and the calculation of design resistance is based on critical dimensions, including effective depth which are either: — reduced by tolerances, or — measured in the finished structure	1,05	1,35	1,28	0,90	1,05	1,05

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table A.2 — Statistical data assumed for the calculation of partial factor defined in Table 4.3(NDP)

	Coefficient of variation	Bias factor [a]
Partial factor for reinforcement γ_S		
Yield strength f_y	$V_{fy} = 0{,}045$	$f_{ym}/f_{yk} = \exp(1{,}645 V_{fy})$
Effective depth d	$V_d = 0{,}050$ [b]	$\mu_d = 0{,}95$ [b]
Model uncertainty	$V_{\theta s} = 0{,}045$ [c]	$\mu_{\theta s} = 1{,}09$ [c]
Coefficient of variation and bias factor of resistance for reinforcement	$V_{RS} = 0{,}081$c[i]	$\mu_{RS} = 1{,}115$[i]
Partial factor for concrete γ_C		
Compressive strength f_c (control specimen)	$V_{fy} = 0{,}100$	$f_{cm}/f_{ck} = \exp(1{,}645 V_{fc})$ [d]
In-situ factor $\eta_{is} = f_{c,ais}/f_c$ [e]	$V_{\eta is} = 0{,}120$	$\mu_{\eta is} = 0{,}95$
Concrete area A_c	$V_{Ac} = 0{,}040$	$\mu_{Ac} = 1{,}00$
Model uncertainty	$V_{\theta c} = 0{,}060$ [f]	$\mu_{\theta c} = 1{,}02$ [f]
Coefficient of variation and bias factor of resistance for concrete	$V_{RC} = 0{,}176$[i]	$\mu_{RC} = 1{,}142$[i]
Partial factor for shear and punching γ_V (see 8.2.2, 8.4, I.8.3.1, I.8.5)		
Compressive strength f_c (control specimen)	$V_{fc} = 0{,}100$	$f_{cm}/f_{ck} = \exp(1{,}645 V_{fc})$ [d]
In-situ factor $\eta_{is} = f_{c,ais}/f_c$ [e]	$V_{\eta is} = 0{,}120$	$\mu_{\eta is} = 0{,}95$
Effective depth d	$V_d = 0{,}050$ [b]	$\mu_d = 0{,}95$ [b]
Model uncertainty	$V_{\theta s} = 0{,}107$ [g]	$\mu_{\theta s} = 1{,}10$ [g]
Residual uncertainties	$V_{res,v} = 0{,}046$ [h]	–
Coefficient of variation and bias factor of resistance for shear and punching (members without shear reinforcement)	$V_{RV} = 0{,}137^{i}$	$\mu_{RV} = 1{,}085^{i}$

[a] The values in this column refer to ratio between mean value and values used in the design formulae (characteristic or nominal).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur..
Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

	Coefficient of variation	Bias factor [a]

[b] These values are valid for $d = 200$ mm. For other effective depths: $V_d = 0{,}05(200/d)^{2/3}$ and $\mu_d = 1 - 0{,}05(200/d)^{2/3}$.

[c] The partial factor γ_S is calibrated for the case of pure bending according to 5.2.4 and 8.1.

[d] This formula replaces relationship given in Table 5.1 for the purpose of Annex A.

[e] In-situ factor η_{is} accounts for the difference between the actual in-situ concrete strength in the structure $f_{c,ais}$ and the strength of the control specimen f_c. For strength $f_{c,is}$ assessed on extracted 2:1 cores according to EN 13791, see (7).

[f] The partial factor γ_C is calibrated for the case of axial compression according to 5.1.6 and 8.1.

[g] The partial factor γ_V is calibrated for the case of punching according to 8.4 and applies also for the case of shear without shear reinforcement according to 8.2.2 (similar statistical values).

[h] The residual uncertainties refer to aggregate size, reinforcement area and spacing and column size.

[i] Based on the statistical values above and calculated using Formulae (A.2) and (A.3).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur..

Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

(4) The adjusted partial factors may be calculated as:

$$\gamma_M = \frac{\exp(\alpha_R \cdot \beta_{tgt} \cdot V_{RM})}{\mu_{RM}} \tag{A.1}$$

where

index M is S for reinforcement, C for concrete in compression and V for shear;

α_R is the sensitivity factor for resistance according to Table A.3(NDP);

β_{tgt} is the target value for the 50-year reliability index according to Table A.3(NDP);

V_{RM} is the coefficient of variation of the resistance which may be calculated from

(A.2a)

$$V_{RC} = \sqrt{V_{fc}^2 + V_{\eta is}^2 + V_{Ac}^2 + V_{\theta c}^2} \tag{A.2b}$$

$$V_{RV} = \sqrt{\left(\frac{V_{fc}}{3}\right)^2 + \left(\frac{V_{\eta is}}{3}\right)^2 + V_d^2 + V_{\theta v}^2 + V_{res,v}^2} \tag{A.2c}$$

where the coefficients of variation of each uncertainty are defined in Table A.2 or updated (for conditions, see Table A1(NDP));

μ_{RM} is the bias factor of the resistance and may be calculated from:

$$\mu_{RS} = \frac{f_{ym}}{f_{yk}} \mu_d \cdot \mu_{\theta s} \tag{A.3a}$$

$$\mu_{RC} = \frac{f_{cm}}{f_{ck}} \mu_{\eta is} \cdot \mu_{Ac} \cdot \mu_{\theta c} \tag{A.3b}$$

$$\mu_{RV} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{ck}} \cdot \mu_{\eta is}\right)^{1/3} \cdot \mu_d \cdot \mu_{\theta V} \tag{A.3c}$$

where the bias factors of each uncertainty are defined in Table (A.2) or updated (for conditions, see Table A.1(NDP)).

NOTE According to prEN 1990:2020, C.4.3.2, the approximated Formula (A.1) can be used for $V_{RM} < 0{,}20$. The exact Formula to be used for higher coefficients of variation V_{RM} can be found in prEN 1990:2020, Formula (C.17) (which provides 3 % higher values of γ_M for $V_{RM} = 0{,}30$).

Table A.3 (NDP) — Sensitivity factors for resistance α_R and target values for the 50-year reliability index β_{tgt}

Design situations/Limit states	Sensitivity factors for resistance α_R	target value for the 50-year reliability index β_{tgt}
Persistent or transient design situation	0,8	3,8
Fatigue design situation	0,8	3,8
Accidental design situation	0,8	2,0
NOTE 1 These values refer to CC2. For others Consequence Classes, refer to prEN 1990:2002, Clause 4. NOTE 2 The values for the target value of the reliability index given in Table A.2(NDP) apply unless a National Annex gives different values.		

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) If the execution is subjected to a quality control system, which ensures that geometrical deviations of Tolerance Class 2 according to EN 13670 are fulfilled, the statistical data of the geometrical values in Table A.2 may be replaced by:

— effective depth d of the reinforcement:

$V_d = 0{,}025$ for $d \geq 200$ mm or $V_d = 0{,}025(200/d)^{2/3}$ otherwise; $\mu_d = 0{,}975$;

— concrete area: $V_{Ac} = 0{,}02$ and $\mu_{Ac} = 1{,}00$.

(5) If the calculation of design resistance is based on the value of the dominant geometrical data (e.g. the effective depth for bending or the concrete area for axial compressive force) measured in the finished structure at the governing cross section, the statistical data of the geometrical values in Table A.2 may be replaced by:

— effective depth d of the reinforcement: $V_d = 0{,}015$ and $\mu_d = 1{,}00$;

— concrete area: $V_{Ac} = 0{,}015$ and $\mu_{Ac} = 1{,}00$.

The measurements of the effective depth and of the concrete area should be conducted to allow for the coefficients of variation defined above. If this is not possible, the statistical values should be adapted accounting for the actual uncertainties of the measurements.

(6) The statistical data of the effective depth in Table A.2 may be replaced by $V_d = 0{,}00$ and $\mu_d = 1{,}00$ if the calculation of the design resistance is based on the design value of the effective depth d_d:

$$d_d = d_{nom} - \Delta d \tag{A.4}$$

where

Δd is the deviation value of the effective depth:

$\Delta d = 15$ mm for reinforcing and post-tensioning steel,

$\Delta d = 5$ mm for pre-tensioning steel.

NOTE The design value of the effective depth d_d can be used unless a National Annex gives limitations.

(7) If the compressive concrete strength is assessed according to EN 13791:2019, Clause 8, the partial safety factor γ_C may be adjusted using Formula (A.1), where Formulae (A.2b), (A.2c), (A.3b) and (A.3c) should be replaced by Formulae (A.5) and (A.6), respectively:

$$V_{RC} = \sqrt{V_{fc,is,corr}^2 + V_{Ac}^2 + V_{\theta c}^2} \tag{A.5a}$$

$$V_{RV} = \sqrt{\left(\frac{V_{fc,is,corr}}{3}\right)^2 + V_d^2 + V_{\theta v}^2 + V_{res,v}^2} \tag{A.5b}$$

and

$$\mu_{RC} = \mu_{fc,is} \cdot \mu_{Ac} \cdot \mu_{\theta c} \tag{A.6a}$$

$$\mu_{RV} = \mu_{fc,is}^{1/3} \cdot \mu_d \cdot \mu_{\theta v} \tag{A.6b}$$

where

V_{Ac}, $V_{\theta c}$, μ_{Ac} and $\mu_{\theta c}$ are taken from Table A.2 or updated considering the cases (b), (c), (e), (g) or (h) defined in Table A.1;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$V_{\mathrm{fc,is,corr}} = \frac{k_{\mathrm{d,n}}}{\alpha_{\mathrm{R}} \cdot \beta_{\mathrm{tgt}}} V_{\mathrm{fc,is}} \tag{A.7}$$

$$\mu_{\mathrm{fc,is}} = \exp\left(k_{\mathrm{n}} \cdot V_{\mathrm{fc,is}}\right) \tag{A.8}$$

$k_{\mathrm{d,n}}$ is a parameter which depends on the number of samples according to Table A.4;

$V_{\mathrm{fc,is}}$ is the coefficient of variation of the core strength according to EN 13791, but not smaller than 0,08;

k_{n} is the parameter which depends on the number of samples and has been used to calculate $f_{\mathrm{ck,is}}$ according to EN 13791:2019, Table 6 (see also Table A.4).

Table A.4 — Values of k_{n} and $k_{\mathrm{d,n}}$ as function of the number of sample *n*

n	**8**	**10**	**12**	**16**	**20**	**30**	**∞**
k_{n}	2,00	1,92	1,87	1,81	1,76	1,73	1,645
$k_{\mathrm{d,n}}$(for $\alpha_{\mathrm{R}} \cdot \beta_{\mathrm{tgt}}$ = 3,04)	5,07	4,51	4,19	3,85	3,64	3,44	3,04

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex B
(normative)

Time dependent behaviour of materials: Creep, shrinkage and elastic strain of concrete and relaxation of prestressing steel

B.1 Use of this annex

(1) This Normative Annex contains more detailed provisions for the time dependent behaviour of materials, i.e. creep, shrinkage and elastic strains and relaxation of prestressing steel.

B.2 Scope and field of application

(1) This Normative Annex applies to all types of members and structures. For members and structures very sensitive to deformations, testing of the elastic modulus, creep and shrinkage should be carried out. For more accurate prediction of relaxation losses, results of relaxation tests on the prestressing steel should be considered.

B.3 General

NOTE 1 Both creep and shrinkage are subdivided into two components, basic creep and drying creep or basic shrinkage and drying shrinkage, respectively, due to the pronounced effect of the ambient climate conditions on the magnitude and the kinetics of the time-dependent deformations.

NOTE 2 The drying shrinkage strain develops slowly, since it is a function of the migration of the water through the hardened concrete. The basic shrinkage strain develops during hardening of the concrete: the major part therefore develops in the early days after casting. Basic shrinkage is a function of the water/cement ratio and thus of the concrete strength. It should be considered specifically when new high strength concrete is cast against hardened concrete. For normal strength concrete ε_{cbs} is rather low. For bond between old and new/young concrete total shrinkage should always be considered (risk of cracking).

NOTE 3 The data base behind the models represents most of the creep and shrinkage investigations conducted around the world within the years 1960 and 2000. New binder type concretes like for instance concretes with a high amount (close or beyond the maximum values defined in EN 206 or national annexes) of fly ash or ground granulated blast-furnace slag (GGBS) are not sufficiently represented by the models.

NOTE 4 The indizes “cm” or “ck” of values $f_{cm} = f_{cm,ref}$ or $f_{ck} = f_{ck,ref}$ means any specified value between 28 days and 91 days.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(1) The early strength development of concrete with time (slow, normal, rapid) is subdivided into the Classes CS, CN and CR according to Table B.1, which are subsequently defined from the cement/binder characteristics and compositions (see Formulae (B.2) and (B.17) or Tables B.2, B.4 and D.3):

Table B.1 — Strength development classes of concrete

Class	Composition and properties of the binder		
	Type of cement	Cement strength class [a], e.g.	Composition of the binder (cement und SCM [b])
CS	CEM III CEM II/B	32,5 N 42,5 N	Portland cement (CEM I) and more than 65 M.-% of ground granulated blast furnace slag (ggbs) or more than 35 M.-% of fly ash (fa)
CN	CEM II CEM I	42,5 N 32,5 R	Portland cement (CEM I) and more than 35 M.-% but less than 65 M.-% of ground granulated blast furnace slag (ggbs) or more than 20 M.-% but less than 35 M.-% of fly ash (fa)
CR	CEM I	42,5 R 52,5 N; 52,5 R	—

[a] According to EN 197-1.
[b] Considered as binder for the water-binder-ratio according to EN 206.

(2) The relations for creep and shrinkage given in Annex B predict the time-dependent mean cross section behaviour of an unreinforced member moist cured at normal temperature for not longer than 14 days. These values should be used in conjunction with 7.3.1(6), 7.3.1(7), 7.4.2, 7.6.4, 9.1(3) and 9.3.3(2).

(3) Unless special provisions are given, the relations are valid for structural concrete (12 MPa $\leq f_{ck} \leq$ 100 MPa) subjected to a constant compressive stress $\sigma_c \leq 0{,}40 f_{cm}(t_0)$ at an age at loading t_0 (unless corrected by Formula (B.17)) and exposed to a mean relative humidity in the range of 20 % to 100 % at a mean temperature in the range of 5 °C to 30 °C. The age at loading should be at least 1 day. The relations consider shrinkage deformation beginning from a concrete age of 1 day. For variable stresses see B.8.

(4) The relations may be applied as well to concrete in tension.

(5) Both basic and drying shrinkage are isotropic strains. Creep is an anisotropic strain. For uncracked concrete, Poisson's ratio may be taken as 0,2 for basic and for drying creep.

B.4 Development of concrete strength and stiffness with time

NOTE The compressive strength of concrete at an age t depends on the composition of the concrete, the composition and properties of the binder, temperature and curing conditions.

(1) For a mean temperature of 20 °C and curing in accordance with EN 13670 the compressive strength of concrete at various ages $f_{cm}(t)$ may be estimated from Formulae (B.1) and (B.2). For other temperatures, concrete age may be considered according to Formula (B.18).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \tag{B.1}$$

with

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[s_C\left(1-\sqrt{\frac{t_{ref}}{t}}\right)\sqrt{\frac{28}{t_{ref}}}\right] \tag{B.2}$$

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

s_C is a coefficient which depends on early strength development of the concrete and the concrete strength as defined in Table B.2.

The values of s_C in Table B.2 are valid for concrete covered by the data considered, see B.3, Note 3. In other cases, e.g. where there is a high content of pozzolanic binder, experimental verification should be carried out for structures which are sensitive to the development of compressive stress.

Table B.2 — Values of the coefficient s_C for different early strength development of concrete and concrete strength

Concrete strength	Development of concrete strength[a]		
	Class CS	Class CN	Class CR
$f_{ck} \leq 35$ MPa	0,6	0,5	0,3
35 MPa $< f_{ck} <$ 60 MPa	0,5	0,4	0,2
$f_{ck} \geq 60$ MPa	0,4	0,3	0,1

[a] See B.3(1).

NOTE The development of tensile strength with time is strongly influenced by the early strength cement class, curing and drying conditions as well as by the dimensions of the structural members.

(2) It may be assumed that the tensile strength $f_{ctm}(t)$ is equal to:

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}^{0,6} \cdot f_{ctm} \tag{B.3}$$

where β_{cc} follows from Formula (B.2) and the values for f_{ctm} are given in Table 5.1.

(3) Where the development of the tensile strength with time is important, tests should be carried out considering the exposure conditions and the dimensions of the structural member.

(4) The development of the modulus of elasticity with time may be estimated by:

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}^{1/3} E_{cm} \tag{B.4}$$

where β_{cc} follows from Formula (B.2) and E_{cm} from Formula (5.1).

B.5 Basic formulae for determining the creep coefficient

(1) The total mean creep coefficient $\varphi(t,t_0)$ may be calculated from Formula (B.5). For characteristic values of the creep coefficient, see (8).

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_{bc}(t,t_0) + \varphi_{dc}(t,t_0) \tag{B.5}$$

where

$\varphi_{bc}(t,t_0)$ is the basic creep coefficient, Formula (B.6);

$\varphi_{dc}(t,t_0)$ is the drying creep coefficient, Formula (B.9);

t is the age of concrete in days at the moment considered;

t_0 is the age of concrete at loading in days adjusted according to Formulae (B.17).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

(2) The basic creep coefficient $\varphi_{\mathrm{bc}}(t,t_0)$ may be estimated from:

$$\varphi_{\mathrm{bc}}(t,t_0) = \beta_{\mathrm{bc},f_{\mathrm{cm}}} \cdot \beta_{\mathrm{bc},t-t_0} \tag{B.6}$$

where

$\beta_{\mathrm{bc},f_{\mathrm{cm}}}$ is a function to describe the effect of concrete strength on basic creep, see Formula (B.7);

$\beta_{\mathrm{bc},t-t_0}$ is a function to describe the time development of basic creep, see Formula (B.8)

$$\beta_{\mathrm{bc},f_{\mathrm{cm}}} = \frac{1{,}8}{\left(f_{\mathrm{cm},28}\right)^{0{,}7}} \tag{B.7}$$

$$\beta_{\mathrm{bc},t-t_0} = \ln\left(\left(\frac{30}{t_{0,\mathrm{adj}}} + 0{,}035\right)^2 (t-t_0)+1\right) \tag{B.8}$$

where $t_{0,\mathrm{adj}}$ is the adjusted age at loading in days according to Formula (B.17).

(3) The drying creep coefficient φ_{dc} may be estimated from:

$$\varphi_{\mathrm{dc}}(t,t_0) = \beta_{\mathrm{dc},f_{\mathrm{cm}}} \cdot \beta_{\mathrm{dc,RH}} \cdot \beta_{\mathrm{dc},t_0} \cdot \beta_{\mathrm{dc},t-t_0} \tag{B.9}$$

where

$\beta_{\mathrm{dc},f_{\mathrm{cm}}}$ is a function to describe the effect of concrete strength on drying creep, see Formula (B.10);

$\beta_{\mathrm{dc,RH}}$ is a function to describe the effect of relative humidity and notional size on drying creep, see Formula (B.11);

β_{dc,t_0} is a function to describe the effect of the adjusted concrete age at loading on drying creep, see Formula (B.12);

$\beta_{\mathrm{dc},t-t_0}$ is a function to describe the time development of drying creep, see Formula (B.13);

$$\beta_{\mathrm{dc},f_{\mathrm{cm}}} = \frac{412}{{f_{\mathrm{cm},28}}^{1{,}4}} \tag{B.10}$$

$$\beta_{\mathrm{dc,RH}} = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0{,}1\,\frac{h_{\mathrm{n}}}{100}}} \tag{B.11}$$

$$\beta_{\mathrm{dc},t_0} = \frac{1}{0{,}1 + t} \tag{B.12}$$

$$\beta_{\mathrm{dc},t-t_0} = \left[\frac{(t-t_0)}{\beta_{\mathrm{h}} + (t-t_0)}\right]^{\gamma(t_{0,\mathrm{adj}})} \tag{B.13}$$

with

$$\gamma(t_{0,\mathrm{adj}}) = \frac{1}{2{,}3 + \frac{3{,}5}{\sqrt{t_{0,\mathrm{adj}}}}} \tag{B.14}$$

$$\beta_{\mathrm{h}} = 1{,}5h_{\mathrm{n}} + 250\alpha_{f_{\mathrm{cm}}} \leq 1\,500\alpha_{f_{\mathrm{cm}}} \tag{B.15}$$

and

$$\alpha_{f_{\mathrm{cm}}} = \left(\frac{35}{f_{\mathrm{cm},28}}\right)^{0{,}5} \tag{B.16}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

RH is the relative humidity [%] of the ambient environment;

h_n $= 2A_c/u$, is the notional size [mm] of the member, where A_c is the cross section area and u is the perimeter of the structural member in contact with the atmosphere;

$t_{0,adj}$ is the adjusted age at loading in days adjusted according to Formula (B.17);

$t - t_0$ Is the non-adjusted duration of loading [d].

(4) The effect of early strength development of concrete on the creep coefficient of concrete may be considered by modifying the age at loading t_0 to $t_{0,adj}$ according to Formula (B.17):

$$t_{0,adj} = t_{0,T}\left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1\right]^{\alpha_{SC}} \geq 0{,}5 \tag{B.17}$$

where

$t_{0,T}$ is the age of concrete at loading in days adjusted according to the concrete temperature as given in Formula (B.18). For $T = 20$ °C, $t_{0,T}$ corresponds to t_0;

α_{SC} is a coefficient which depends on the strength development of concrete (see B.3(1)):

$\alpha_{SC} = -1$ for class CS;

$\alpha_{SC} = 0$ for class CN;

$\alpha_{SC} = 1$ for class CR.

(5) The effect of elevated or reduced concrete temperatures within the range of 0 °C $\leq T \leq$ +80 °C on the maturity of concrete may be considered by adjusting the concrete age according to Formula (B.18):

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i \cdot \exp\left(13{,}65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)}\right) \tag{B.18}$$

where

t_T is the temperature-adjusted concrete age in days which replaces t in the corresponding formulae;

Δt_i is the number of days where a temperature T prevails;

$T(\Delta t_i)$ is the mean concrete temperature in °C during the time period Δt_i.

(6) For high stress levels in the range of $0{,}4 f_{cm}(t_0) < \sigma_c < 0{,}6 f_{cm}(t_0)$ the non-linearity of creep may be considered by adjusting the creep coefficient according to Formula (B.19):

$$\varphi_\sigma(t,t_0) = \varphi(t,t_0) \cdot e\exp[1{,}5(k_\sigma - 0{,}4)] \quad \text{for } 0{,}4 < k_\sigma \leq 0{,}6 \tag{B.19}$$

where

$\varphi_\sigma(t,t_0)$ is the non-linear notional creep coefficient;

$k_\sigma = \dfrac{\sigma_c}{f_{cm}(t_0)}$ is the stress-strength ratio.

(7) Creep strains may be calculated by means of the Formula (B.20):

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \varphi(t,t_0)\frac{\sigma_c}{E_c} \tag{B.20}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

$$E_c = \alpha_c \cdot E_{cm} \tag{B.21}$$

$$\alpha_c = \frac{1}{0{,}8 + 0{,}2\frac{f_{cm,28}}{88}} \geq 1{,}0 \tag{B.22}$$

where E_c is the tangent and E_{cm} is the secant modulus of elasticity.

(8) Lower and upper characteristic values of the creep coefficient φ_k may be taken as:

— $\varphi_{k;0,10} = 0{,}6\varphi(t,t_0)$ and $\varphi_{k;0,05} = 0{,}5\varphi(t,t_0)$,

— $\varphi_{k;0,90} = 1{,}4\varphi(t,t_0)$ and $\varphi_{k;0,95} = 1{,}5\varphi(t,t_0)$.

B.6 Basic formulae for determining the shrinkage strain

(1) The total mean shrinkage or swelling strain $\varepsilon_{cs}(t,t_s)$ may be calculated from Formula (B.23). For characteristic values of shrinkage or swelling strain, see (4).

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t - t_s) \tag{B.23}$$

where shrinkage is subdivided into the basic shrinkage $\varepsilon_{cbs}(t)$ which occurs even if no moisture loss is possible:

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs,f_{cm}} \cdot \beta_{bs,t} \cdot \alpha_{NDP,b} \tag{B.24}$$

and the drying shrinkage $\varepsilon_{cds}(t,t_s)$ giving the additional shrinkage if moisture loss occurs:

$$\varepsilon_{cds}(t - t_s) = \varepsilon_{cds,f_{cm}} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds,t-t_s} \cdot \alpha_{NDP,d} \tag{B.25}$$

where

$\varepsilon_{cbs,f_{cm}}$	is the notional basic shrinkage coefficient, see Formula (B.26);
$\varepsilon_{cds,f_{cm}}$	is the notional drying shrinkage coefficient, see Formula (B.28);
$\beta_{bs,t}$	is a function to describe the time development of basic shrinkage, see Formula (B.27);
β_{RH}	is a coefficient to consider the effect of relative humidity on drying shrinkage, see Formula (B.29);
$\beta_{ds,t-t_s}$	is a function to describe the time development of drying shrinkage, see Formula (B.31);
t_s	is the concrete age at the beginning of drying [d];
$t - t_s$	is the real (non-adjusted) duration of drying [d].

NOTE The values of $\alpha_{NDP,b}$ and $\alpha_{NDP,d}$ are 1,0 unless a National Annex gives different values.

(2) The basic shrinkage $\varepsilon_{cbs}(t)$ according to Formula (B.24) may be estimated by applying Formulae (B.26) and (B.27):

$$\varepsilon_{cbs,f_{cm}} = -\alpha_{bs}\left(\frac{f_{cm,28}}{60 + f_{cm,28}}\right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \tag{B.26}$$

$$\beta_{bs,t} = 1 - \exp\left(-0{,}2\sqrt{t}\right) \tag{B.27}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

α_{bs} is a coefficient which depends on the early strength development of concrete, see Table B.3.

Table B.3 — Coefficients α_{bs} and α_{ds} used in Formulae (B.26) and (B.28), respectively

Early strength development of concrete[a]	α_{bs}	α_{ds}
Low early strength: Class CS	800	3
Ordinary early strength: Class CN	700	4
High early strength: Class CR	600	6

[a] See B.3(1).

(3) For drying shrinkage $\varepsilon_{cds}(t\text{-}t_s)$ according to Formula (B.25), Formulae (B.28) to Formula (B.31) may be applied:

$$\varepsilon_{cds,f_{cm}} = (220+110\alpha_{ds}) \cdot \exp\left(-0{,}012 f_{cm,28}\right) \cdot 10^{-6} \tag{B.28}$$

$$\beta_{RH} = -1{,}55 \cdot \left[1-\left(\frac{RH}{RH_{eq}}\right)^3\right] \quad \text{for } 20\ \% \leq RH \leq RH_{eq} \tag{B.29a}$$

$$\beta_{RH} = -1{,}55 \cdot \left[1-\left(\frac{RH}{RH_{eq}}\right)^2\right] \quad \text{for } RH_{eq} < RH < 100\ \% \tag{B.29b}$$

$$\beta_{RH} = -1{,}55 \cdot \left[1-\left(\frac{RH}{RH_{eq}}\right)^2\right] + 0{,}25 \quad \text{for } RH = 100\ \% \tag{B.29c}$$

$$RH_{eq} = 99 \cdot \left(\frac{35}{f_{cm,28}}\right)^{0,1} \leq 99 \tag{B.30}$$

$$\beta_{ds,t-t_s} = \left[\frac{(t-t_s)}{0{,}035 h_n^2 + (t-t_s)}\right]^{0,5} \tag{B.31}$$

where

α_{ds} is a coefficient depending on the early strength development of concrete, see Table B.3;

RH_{eq} is the internal relative humidity of concrete [%] at equilibrium. It considers self-desiccation (relevant for high performance concrete).

(4) Lower and upper characteristic values of total shrinkage or swelling strain ε_{cs} may be taken as:

— $\varepsilon_{k;0,10} = 0{,}6\varepsilon_{cs}\ (t,t_s)$ and $\varepsilon_{k;0,05} = 0{,}5\varepsilon_{cs}\ (t,t_s)$,

— $\varepsilon_{k;0,90} = 1{,}4\varepsilon_{cs}\ (t,t_s)$ and $\varepsilon_{k;0,95} = 1{,}5\varepsilon_{cs}\ (t,t_s)$.

B.7 Tests on elastic deformations, creep and shrinkage

(1) If a member or a structure is very sensitive to deformations (e.g. long span prestressed concrete girder bridges) testing of elastic modulus, creep and shrinkage behaviour should be carried out.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Tests should also be carried out, for sensitive structures only, if:

— the design with upper and lower bound values of the creep coefficient (see B.5(8)) and of the total shrinkage or swelling strain (see B.6(4)) of

$\varphi_{k;0,10} = 0{,}6\varphi(t,t_0)$; $\varphi_{k;0,05} = 0{,}5\varphi(t,t_0)$,

$\varphi_{k;0,90} = 1{,}3\varphi(t,t_0)$; $\varphi_{k;0,95} = 1{,}4\varphi(t,t_0)$,

$\varepsilon_{k;0,10} = 0{,}6\varepsilon(t,t_s)$; $\varepsilon_{k;0,05} = 0{,}5\varepsilon(t,t_s)$,

$\varepsilon_{k;0,90} = 1{,}3\varepsilon(t,t_s)$; $\varepsilon_{k;0,95} = 1{,}4\varepsilon(t,t_s)$,

gives no satisfactory results with respect to the limit states;

— if concrete is used for which the prediction models considered does not apply, see B.3, NOTE 3;

— the environmental conditions at the structure are not covered by the prediction models given in B.5 and B.6.

(3) For the tests, the guidelines given below should be followed:

— elastic deformation, modulus of elasticity: EN 12390-13,

— creep: EN 12390-15,

— shrinkage: EN 12390-16.

(4) For creep and shrinkage tests a minimum duration of loading and drying, respectively, of 3 months shall be kept.

(5) From the test results an adapted creep or shrinkage model is obtained by means of the subsequent procedure.

The creep coefficient should be derived as:

$$\varphi(t,t_0) = \xi_{bc1} \cdot \varphi_{bc}(t,t_0) + \xi_{dc1} \cdot \varphi_{dc}(t,t_0) \tag{B.32}$$

where the adapted time development functions (see B.5) may be obtained from:

$$\beta_{bc,t-t_0} = \ln\left(\left(\frac{30}{t_{0,adj}}+0{,}035\right)^2 \frac{(t-t_0)}{\xi_{bc2}} + 1\right) \tag{B.33}$$

$$\beta_{dc,t-t_0} = \left[\frac{(t-t_0)}{\beta_h \xi_{dc2} + (t-t_0)}\right]^{\gamma(t_{0,adj})} \tag{B.34}$$

The shrinkage strain should be derived from:

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \xi_{bs1} \cdot \varepsilon_{cbs}(t) + \xi_{ds1} \cdot \varepsilon_{cds}(t-t_s) \tag{B.35}$$

where the adapted time development functions (see B.6) result from:

$$\beta_{bs,t} = 1 - \exp\left(-0{,}2\xi_{bs2}\sqrt{t}\right) \tag{B.36}$$

$$\beta_{ds,t-t_s} = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0{,}035\xi_{ds2} \cdot h_n^2 + (t-t_s)}} \tag{B.37}$$

Parameters ξ_{bc1}, ξ_{bc2}, ξ_{dc1} and ξ_{dc2} for creep as well as parameters ξ_{bs1}, ξ_{bs2}, ξ_{ds1} and ξ_{ds2} for shrinkage should be determined such as to minimise the sum of the squares of the differences between the model estimation and the experimental results. The strain readings from the experimental results to be used for

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

the calibration should be taken at constant intervals in the logarithmic time scale, i.e. in a geometric progression of reading times, in accordance with the test guidelines.

Once the parameters are obtained, the inputs of the model may be varied to meet the in-situ conditions as long as these conditions remain within the validity of the prediction models according to B.3.

NOTE Calibrating the models with experimental results reduces the coefficient of variation from 30 % to 10 % but does not make the variation disappear.

B.8 Detailed analysis for creep at variable loading

(1) A constant stress $\sigma_c(t_0)$ applied at time t_0 lead to the subsequent stress-dependent strain $\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0)$ at time t, which corresponds to the sum of the elastic strain $\varepsilon_{ci}(t_0)$ and the creep strain $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ and may be expressed as:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t,t_0) = \sigma_c(t_0)\left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t,t_0)}{E_c(28)}\right] = \sigma_c(t_0)J(t,t_0) \tag{B.38}$$

where

$J(t,t_0)$ is the creep function or creep compliance, representing the total stress-dependent strain per unit stress;

$E_c(t_0)$ is the tangent modulus of elasticity at the time of loading t_0;

$E_c(28)$ is the tangent modulus of elasticity at the concrete age of 28 days.

(2) Within the range of service stresses $\sigma_c \leq 0{,}40 f_{cm}$, creep may be assumed to be linearly related to stress. Superposition may be applied. The strain caused by the stress history $\sigma_c(t)$ may be obtained by decomposing the stress history to small increments $\Delta\sigma_c$ applied at times τ_i, and summing up the corresponding strains (see Formula (B.39)):

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,\sigma_c) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t,t_0) + \sum_{i=1}^{n} \Delta\sigma_c(\tau_i) \cdot J(t,\tau_i) \tag{B.39}$$

If $\sigma_c(t)$ is a continuous function the expression $\Delta\sigma_c(\tau_i)$ may be replaced by $\frac{\partial\sigma_c(\tau)}{\partial\,\tau} \cdot d\tau$.

With t as the age of concrete at the moment considered and the time τ as the integration variable ranging from $t_0 \leq \tau \leq t$, Formula (B.39) may then be expressed as follows:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,\sigma_c) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t,t_0) + \int_{t_0}^{t} \frac{\partial\sigma_c(\tau)}{\partial\,\tau} \cdot J(t,\tau_i) \tag{B.40}$$

B.9 Relaxation of prestressing steel

(1) The design calculations for the loss of tendon stress due to relaxation of the prestressing steel should be based on the value of ρ_{1000}, the relaxation loss [%] at 1 000 hours after tensioning to an initial load of either 70 % or 80 % of the actual strength of the prestressing steel and at a mean temperature of 20 °C.

(2) The values for ρ_{1000} may either be taken from Table B.4 or may be taken from test certificates from the manufacturer of the specific fabrication lot of prestressing steel for the same type of prestressing steel.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table B.4 — Relaxation of prestressing steel

Maximum relaxation at 1 000 hours [a]	ρ_{1000}		
Type of prestressing steel	**Wires and Strands**	**Bars** $\phi \leq 15$ mm	**Bars** $\phi > 15$ mm
for initial stress σ_{pi} of 50 % of actual tensile strength f_p	0 %	0 %	0 %
for initial stress σ_{pi} of 70 % of actual tensile strength f_p	2,5 %	6,0 %	4,0 %
for initial stress σ_{pi} of 80 % of actual tensile strength f_p	4,5 %	–	–

NOTE 1 Values apply for all prestressing steel strength classes.

NOTE 2 In the absence of more detailed information, the relaxation loss can be interpolated linearly between the initial stress values.

NOTE 3 $f_p = f_{pk}$ can be assumed if the actual strength of prestressing steel is not known.

NOTE 4 Relaxation losses are very sensitive to the temperature of the prestressing steel.

[a] Relaxation losses apply at a mean temperature of 20 °C.

(3) The evolution of relaxation loss over time may be assumed to be according to Formula (B.41):

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = \rho_{1000}\left(\frac{24 \cdot t}{1\,000}\right)^{k_\rho} \tag{B.41}$$

where

$\Delta\sigma_{pr}$ is the absolute value of loss of stress in the prestressing steel;

σ_{pi} is the initial stress in the prestressing steel;

k_ρ is a coefficient which describes the evolution of relaxation losses over time, a value of $k_\rho = 0{,}16$ may be assumed;

ρ_{1000} is the relaxation loss [%] after 1 000 hours at initial stress σ_{pi}.

(4) If relaxation loss is taken from test certificates based on testing in accordance with EN ISO 15630-3 up to a duration of at least 1 000 hours, the evolution of relaxation loss $\Delta\sigma_{pr}$ over time at initial stress σ_{pi} may be assumed as best fit curve of the actual test results according to Formula (B.42):

$$(\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}) = b \cdot t^a \tag{B.42}$$

where a and b are coefficients of the best fit curve of relaxation tests performed at initial stress σ_{pi}.

(5) The long term (final) value of the relaxation loss may be estimated for a time t equal to the design service life of the structure using Formulae (B.41) or (B.42).

(6) In cases where the mean temperature of prestressing steel is 30 °C or higher the relaxation loss should be determined based on testing in accordance with EN ISO 15630-3 at initial stress σ_{pi} and assumed actual mean temperature up to a duration of at least 1 000 hours and then extrapolated over time in accordance with Formulae (B.42).

NOTE Where prestressed concrete members are subjected to heat treatment (e.g. by steam), refer to Clause 13 for relaxation losses during heat treatment.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex C
(normative)

Requirements to materials

C.1 Use of this annex

(1) This Normative Annex contains additional provisions for material properties with minimum or maximum values or an interval of values for which the design provisions of this Eurocode apply. This Normative Annex gives these requirements as information to producers, manufacturers and inspection engineers.

C.2 Scope and field of application

(1) This Normative Annex applies to materials and products in accordance with Clause 5 and Annexes J, JA, L, and M.

C.3 Concrete

C.3.1 Normalweight (C) and Lightweight Aggregate (LWAC) Concrete

(1) In the design according to this Eurocode concrete strength classes and concrete resistance classes according to EN 206 shall be used. Intermediate strength f_{ck} may be used in design.

C.3.2 Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC)

(1) In L.5.2 residual strength classes for concrete reinforced with steel fibres according to EN 14889-1 are defined, which are based on the characteristic residual flexural strength $f_{R,1k}$ (1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 4,0; 5,0; 6,0; 8,0). Ductility classes a) to e) are defined according to Figure C.1.

NOTE 1 The classification is denominated according to $f_{R,1k}$ and the ratio $f_{R,3k}/f_{R,1k}$ denominated by a letter. The letter defines the ductility class which is illustrated in Figure L.1a).

NOTE 2 Values of characteristic residual flexural strength used in this Eurocode correspond to those determined using EN 14651 at the age t_{ref} defined in 5.1.3(2).

Key

X crackwidth

Y $f_{R,ik}/f_{R,1k}$

Figure C.1 — Illustration of the ductility classes

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) The test report of a SFRC shall contain the load-*CMOD* curve or the load Deflection curve and the limit of proportionality *LOP*.

(3) If the steel fibre content is to be determined, it must be added to the report printout at the mixing plant or, in the absence of a recording device, the production records in connection with the mixing instructions for charge can be removed. The steel fibre content is defined by a minimum value $m_{f,min}$.

(4) If a new steel fibre concrete mix is used, an initial test must be carried out by the producer in order to obtain a mixture design that meets the specified characteristic residual flexural strength according (1).

(5) The initial assessment shall demonstrate, that the documented procedures a uniform fibre distribution in the load is achieved.

(6) The sample body shall have at least six bars of the dimensions 150 mm/150 mm/700 mm according to EN 14651. The dimensions of the sample body apply up to a nominal value of the maximum grain size the aggregate of 16 mm for round grain and 22 mm for crushed grain. For a higher nominal value of the maximum grain size, the dimensions of the sample body require special consideration. The length of the steel fibres should not be less than 1,5 times the maximum grain size. For the production of test specimens from normal concrete, EN 14651 shall be observed.

(7) For determination of $f_{r1,k}$ and $f_{r3,k}$, the value of $\kappa_{k,max}$ in EN 206 shall be taken as 0,6.

C.4 Reinforcing Steel

C.4.1 Carbon Reinforcing Steel

(1) In the design reinforcing steel classes are be used. Carbon reinforcing steel products according to EN 10080 fulfilling the following requirements may be classified in strength classes B as in Table C.1a and in ductility classes as in Table C.1b.

Table C.1a — Strength properties of reinforcing steel according to EN 10080

Property	Reinforcing steel strength class[a]					
	B400	B450	B500	B550	B600	B700
Bars including de-coiled bars Yield strength R_e or $R_{p0,2}$ [MPa] (5 % quantile)	≥ 400	≥ 450	≥ 500	≥ 550	≥ 600	≥ 700
Fatigue stress range $2\sigma_a$ in testing [MPa] for $N \geq 2 \times 10^6$ cycles based on an upper stress limit of $0{,}6f_{yk}$ (10 % quantile)[b]	160 for bars and de-coiled bars $\phi \leq 12$ mm 140 for bars and de-coiled bars 12 mm $< \phi \leq 16$ mm 130 for bars and de-coiled bars 16 mm $< \phi \leq 20$ mm 130 for straight bars $\phi > 20$ mm 100 for wire fabrics $\phi \leq 12$ mm 80 for wire fabrics $\phi > 12$ mm					
Minimum relative rib area $f_{R,min}$ or relative indentation area $f_{P,min}$ (5 % quantile)	0,035 for $\phi \leq 6$ mm 0,040 for 6 mm $< \phi \leq 12$ mm 0,056 for $\phi > 12$ mm					

a All strength classes apply unless a National Annex excludes specific classes.

b Different fatigue properties can be set in a National Annex, if increased margins are required to the S-N curve parameters given in Annex E, by specifying higher values of the fatigue stress range and/or the number of cycles are confirmed by testing in accordance with EN 10080. No specific fatigue properties are required if the reinforcement is used only for predominantly static loading.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table C.1b — Ductility properties of reinforcing steel according to EN 10080

Properties for weldable reinforcement	Ductility Class		
	A	B	C
Value of R_m /R_e (10 % quantile)	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35
Value of $R_{e,act}$/$R_{e,nom}$ (10 % quantile)	–	≤ 1,3	≤ 1,3
Characteristic strain at maximum force A_{gt} [%] (10 % quantile)	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5
Bendability	Pass bend and/or rebend test according to EN 10080. For rebending of reinforcing steel on site see requirements in EN 13670.		

NOTE EN 10080 refers to a yield strength R_e, which relates to the characteristic, minimum and maximum values based on the long-term quality level of production. In contrast f_{yk} is the characteristic yield stress based on only that reinforcement used in a particular structure. There is no direct relationship between f_{yk} and the characteristic R_e or $R_{p0,2}$. However, based on the methods of evaluation and verification the yield strength R_e given in EN 10080 may be taken as f_{yk}.

(2) In welded fabric the declared shear force shall be not lower than the specified minimum value of the shear force F_s of welded joints. The specified minimum value is

$$F_s \geq 0{,}25 \cdot R_{e,nom} \cdot A_n \tag{C.1}$$

where $R_{e,nom}$ is the nominal characteristic yield strength and A_n is the nominal cross sectional area of either:

a) the larger wire at the joint in a single wire welded fabric or

b) one of the twin wires in a twin wire welded fabric (twin wires in one direction).

C.4.2 Stainless Reinforcing Steel

(1) In the design reinforcing steel classes are be used. Stainless reinforcing steel products according to prEN 10370 and designed with Annex Q fulfilling the following requirements may be classified in strength classes B as in Table C.2a and in ductility classes as in Table C.2b.

NOTE prEN 10370 refers to a 0,2 % proof strength $R_{p0,2k}$, which relates to the characteristic, lower or upper limit of the statistical tolerance interval values. In contrast $f_{0,2k}$ is the characteristic 0,2 % proof strength based on only that reinforcement used in a particular structure. There is no direct relationship between $f_{0,2k}$ and the characteristic $R_{p0,2k}$. However the methods of evaluation and verification of 0,2 % proof strength given in prEN 10370 provide a sufficient check for obtaining $f_{0,2k}$.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table C.2a — Strength properties of reinforcing steel according to prEN 10370

Property	Reinforcing steel strength class [a]					
	B400	B450	B500	B550	B600	B700
Bars and de-coiled products Yield strength $R_{p0,2k}$ [MPa] (5 % quantile)[b]	≥ 400	≥ 450	≥ 500	≥ 550	≥ 600	≥ 700
Fatigue stress range $2\sigma_a$ in testing [MPa] for $N \geq 5 \times 10^6$ cycles based on a stress ratio $\sigma_{min}/\sigma_{max} = 0{,}2$ for strength class B500 only for stainless steel (10 % quantile)[b)]	200 for $\phi \leq 16$ mm 185 for 16 mm $< \phi \leq 20$ mm 170 for 20 mm $< \phi \leq 25$ mm 160 for 25 mm $< \phi \leq 32$ mm 150 for 32 mm $< \phi \leq 50$ mm					
Minimum relative rib area $f_{R,min}$ or relative indentation area $f_{P,min}$ (5 % quantile)	0,039 for $\phi \leq 6$ mm 0,045 for 6,5 mm $\leq \phi \leq$ 8,5 mm 0,052 for 9 mm $\leq \phi \leq$ 10,5 mm 0,056 for 11 mm $\leq \phi \leq$ 50 mm					

a All strength classes apply unless a National Annex excludes specific classes.

b Different fatigue properties can be set in a National Annex, if increased margins are required to the S-N curve parameters given in Annex E, by specifying higher values of the fatigue stress range and/or the number of cycles are confirmed by testing in accordance with prEN 10370.

Table C.2b — Ductility properties of reinforcing steel according to prEN 10370

Properties for weldable reinforcement	Ductility Class		
	A	B	C
Value of R_m /$R_{p0,2k}$, where R_m should be limited to stress at 7 % elongation (10 % quantile)	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35
Value of $R_{e,act}/R_{p0,2,nom}$ (10 % quantile)	–	≤ 1,3	≤ 1,3
Characteristic strain at maximum force A_{gt} [%] (10 % quantile)	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5
Bendability	Pass bend and/or rebend test according to prEN 10370. For rebending of reinforcing stainless steel on site see requirements in EN 13670.		

C.5 Prestressing steel

(1) In the design Prestressing steel classes are be used. Prestressing steel products fulfilling the following requirements may be classified in strength classes Y as in Tables C.3 to C.5.

NOTE prEN 10138 (all parts) refers to the characteristic, minimum and maximum values of proof force based on the long-term quality level of production. In contrast $f_{p0,1k}$ and f_{pk} are the characteristic proof stress and tensile strength based on only that prestressing steel required for the structure. There is no direct relationship between

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

the two sets of values. However, based on the methods for evaluation and verification the characteristic values for 0,1 % proof force divided by the cross section area S_n, given in prEN 10138 (all parts) may be taken as $f_{p0,1k}$.

(2) Each consignment of prestressing steel shall be accompanied by a certificate containing all the information necessary for its identification in accordance with 5.3.2(1).

Table C.3 — Strength, fatigue, ductility and relaxation properties of prestressing wires according to prEN 10138 (all parts)

Property		Wires — strength class			
		Y1570	**Y1670**	**Y1770**	**Y1860**
Strength	Characteristic yield strength $R_{p0,1k}$ [MPa], 5 % quantile	≥ 1380	≥ 1470	≥ 1550	≥ 1650
	Characteristic tensile strength R_{pk} [MPa], 5 % quantile	≥ 1570	≥ 1670	≥ 1770	≥ 1860
	Value of actual tensile strength [MPa] for each individual test-specimen	≤ 1800	≤ 1920	≤ 2030	≤ 2140
Fatigue[a]	Fatigue stress range in testing [MPa] for $N \geq 2 \times 10^6$ cycles with an upper limit of 0,7 f_{pk} (10 % quantile)	200 for plain wire 180 for indented wire			
Ductility	Value of $k = (f_{pk}/f_{p0,1k})$ (10 % quantile)	≥ 1,10			
	Characteristic strain at maximum force, ε_{uk} [%] (10 % quantile)	≥ 3,5			
	Bendability	Pass minimum number of reverse bends according to prEN 10138 (parts)			
Relaxation[b]	Relaxation at 1 000 hours for initial stress of 70 % of actual tensile strength, ρ_{1000}	≤ 2,5 %			
	Relaxation at 1 000 hours for initial stress of 80 % of actual tensile strength, ρ_{1000}	≤ 4,5 %			

NOTE All strength classes apply unless a National Annex excludes specific classes.

[a] Different fatigue properties can be set in a National Annex, if increased margins are required to the S-N curve parameters given in Annex E, by specifying higher values of the fatigue stress range and/or the number of cycles are confirmed by testing in accordance with prEN 10138 (all parts). No specific fatigue properties are required if the reinforcement is used only for predominantly static loading.

[b] Relaxation losses apply at a mean temperature of 20 °C. Relaxation losses are very sensitive to the temperature of the prestressing steel, see B.9.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table C.4 — Strength, fatigue, ductility and relaxation properties of prestressing strands according to prEN 10138

Property		Strands — strength class			
		Y1770	Y1860	Y1960	Y2060
Strength	Characteristic yield strength $R_{p0,1k}$ [MPa], 5 % quantile	≥ 1550	≥ 1650	≥ 1740	≥ 1810
	Characteristic tensile strength R_{pk} [MPa], 5 % quantile	≥ 1770	≥ 1860	≥ 1960	≥ 2060
	Value of actual tensile strength [MPa] for each individual test-specimen	≤ 2030	≤ 2140	≤ 2250	≤ 2370
Fatigue[a]	Fatigue stress range in testing [MPa] for $N \geq 2 \times 10^6$ cycles with an upper limit of 0,7 f_{pk} (10 % quantile)	190 for plain strand 170 for indented strand			
Ductility	Value of $k = (f_{pk}/f_{p0,1k})$ (10 % quantile)	≥ 1,10			
	Characteristic strain at maximum force, ε_{uk} [%] (10 % quantile)	≥ 3,5			
	Bendability	Pass minimum number of reverse bends according to prEN 10138 (all parts)			
Relaxation[b]	Relaxation at 1 000 hours for initial stress of 70 % of actual tensile strength, ρ_{1000}	≤ 2,5 %			
	Relaxation at 1 000 hours for initial stress of 80 % of actual tensile strength, ρ_{1000}	≤ 4,5 %			

NOTE All strength classes apply unless a National Annex excludes specific classes.

[a] Different fatigue properties can be set in a National Annex, if increased margins are required to the S-N curve parameters given in Annex E, by specifying higher values of the fatigue stress range and/or the number of cycles are confirmed by testing in accordance with prEN 10138 (all parts). No specific fatigue properties are required if the reinforcement is used only for predominantly static loading.

[b] Relaxation losses are very sensitive to the temperature of the prestressing steel, see B.9. Relaxation losses apply at a mean temperature of 20 °C.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table C.5 — Strength, fatigue, ductility and relaxation properties of prestressing bars according to prEN 10138 (all parts)

Property		Bars — Strength class			
		Y1030	**Y1050**	**Y1100**	**Y1230**
Strength	Characteristic yield strength $R_{p0,1k}$ [MPa], 5 % quantile	≥ 835	≥ 950	≥ 900	≥ 1080
	Characteristic tensile strength R_{pk} [MPa], 5 % quantile	≥ 1030	≥ 1050	≥ 1100	≥ 1230
	Value of actual tensile strength [MPa] for each individual test-specimen	≤ 1180	≤ 1210	≤ 1260	≤ 1370
Fatigue[a]	Fatigue stress range in testing [MPa] for $N \geq 2 \times 10^6$ cycles with an upper limit of 0,7 f_{pk} (10 % quantile)	200 for plain bars $\phi_p \leq 40$ mm 150 for plain bars $\phi_p > 40$ mm 180 for ribbed bars $\phi_p \leq 40$ mm 120 for ribbed bars $\phi_p > 40$ mm			
Ductility	Value of $k = (f_{pk}/f_{p0,1k})$ (10 % quantile)	≥ 1,10			
	Characteristic strain at maximum force, ε_{uk} [%] (10 % quantile)	≥ 3,5			
	Bendability	Not applicable			
Relaxation[b]	Relaxation at 1 000 hours for initial stress of 70 % of actual tensile strength, ρ_{1000}	≤ 6 % for $\phi_p \leq 15$ mm ≤ 4 % for $\phi_p > 15$ mm			
	Maximum Relaxation at 1 000 hours for initial stress of 80 % of actual tensile strength, ρ_{1000}	Value to be determined by testing if stressing intended to ≥ 0,7 f_{pk}.			

NOTE All strength classes apply unless a National Annex excludes specific classes.

[a] Different fatigue properties can be set in a National Annex, if increased margins are required to the S-N curve parameters given in Annex E, by specifying higher values of the fatigue stress range and/or the number of cycles are confirmed by testing in accordance with prEN 10138 (all parts). No specific fatigue properties are required if the reinforcement is used only for predominantly static loading.

[b] Relaxation losses are very sensitive to the temperature of the prestressing steel, see B.9. Relaxation losses apply at a mean temperature of 20 °C.

C.6 Couplers

(1) Couplers for splicing of reinforcing steel bars shall be capable of developing the maximum tensile strength R_m, the maximum compressive force with yield strength R_e, and the percentage total elongation at maximum load A_{gt}.

(2) The permanent slip measured after unloading the specimen shall not exceed 0,10 mm.

(3) If couplers are used in fatigue design the requirements of Tables C.1a and C.1b apply.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

NOTE The required properties can be found in European Technical Product Specification (based on EAD 160129-00-0301). A National Annex can provide further requirements (e.g. regarding fatigue strength) and advice to couplers.

C.7 Headed bars

(1) Heads at the end of reinforcing steel bars shall be connected with a strength for F_{yd} of the bar diameter ϕ. The head shall have the same steel strength as the bar. The head diameter ϕ_h should be $\phi_h \geq 3\phi$.

(2) If double-headed studs are designed as punching shear reinforcement, the requirements of Table C.6 should be fulfilled.

Table C.6 — Properties of double-headed studs

Property	Requirement
Steel strength of heads	R_e of reinforcing steel
Diameter of heads ϕ_h (related to bar diameter ϕ)	$\phi_h \geq 3\phi$
Increasing factor for punching shear resistance of monotonic slabs	$\eta_{sys} \geq 1{,}8$
Characteristic resistance to fatigue loading $\Delta\sigma_{Rsk}$ in testing for $N \geq 2 \times 10^6$ cycles based on an upper stress limit of $0{,}6f_{yk}$	$\Delta\sigma_{Rsk} \geq 70$ MPa

NOTE The required properties of double-headed studs can be found in European Technical Product Specification (based on EAD 160003-00-0301). A National Annex can give further requirements.

(3) The bearing surface of heads should be flat and at 90° to the bar unless justified by testing appropriate to the design situation under consideration.

C.8 Post-installed reinforcing steel systems

(1) A post-installed reinforcing steel system comprises a deformed straight reinforcing steel bar with properties according to C.4 and an anchoring mortar. The performance of the post-installed reinforcing steel system depends on the tools for drilling and preparing the hole (e.g. roughening and cleaning) as well as for injection of the mortar (e.g. dispenser, nozzles and piston plug, if applicable). Its suitability should be stated in a European Technical Product Specification.

(2) Anchoring mortars for post-installed reinforcing steel systems are for the purpose of this Eurocode grouped in bond efficiency classes which should develop a minimum mean bond strength $f_{bm,req}$ according to Table C.7, when tested and assessed in accordance with EAD 330087-00-0601 and accounting for the conditions in C.8(3).

NOTE A National annex can give further specifications.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table C.7 — Required minimum mean bond strength $f_{bm,rqd}$ [MPa]

Bond efficiency class	Bond efficiency factor $k_{b,pi}$	Required minimum mean bond strength as a function of concrete strength f_{ck} (MPa)					
		12	16	20	30	40	≥ 50
CPI-1,0	1,0	7,7	8,9	10,0	12,2	14,1	15,8
CPI-0,9	0,9	7,0	8,0	9,0	11,0	12,7	14,2
CPI-0,8	0,8	6,2	7,2	8,0	9,8	11,3	12,6
CPI-0,7	0,7	5,4	6,3	7,0	8,6	9,9	11,1

NOTE 1 Values for intermediate concrete strength may be interpolated linearly.
NOTE 2 Post-installed reinforcing bars with factor $k_{b,pi} < 0,7$ are not covered by this Eurocode.

(3) The specification of the mean bond strength $f_{bm,pi}$ should take into account the following influencing factors:

a) Environmental conditions: corrosion resistance (accounting for the maximum allowable chloride content of the concrete for the intended application according to EN 206), alkalinity and possible sulphurous atmosphere, in-service temperature conditions, freeze/thaw conditions, creep behaviour under sustained loads;

b) Installation conditions: drilling method, drilling tools including drilling aids, hole preparation tool (e.g. roughening tool), cleaning devices, mortar injection devices (dispenser, nozzle, etc.), concrete condition at installation (dry, wet), installation direction (downward, horizontal, overhead), concrete temperature at installation, working and curing time of the anchoring mortar and robustness of installation;

c) Intended uses: range of reinforcing steel bar diameters (for each drilling method), concrete strength classes and types of loading (static, quasi-static, fatigue).

The European Technical Product Specification should provide the allowed intended use conditions, installation conditions and in-service temperature conditions together with the corresponding bond efficiency factor as well as the maximum embedment depth for each drilling and installation method.

Suitable protection of the reinforcing steel bar against corrosion taking into account relevant environmental factors should be demonstrated with respect to the maximum allowable chloride content of the concrete for the intended application according to EN 206.

Proof of corrosion resistance is not required if post-installed reinforcing steel bars are used in concrete members in environmental conditions according to exposure classes X0 and XC1 (see Table 6.1) or if they are produced from corrosion resistant steel.

(4) Detailed manufacturer's installation instructions should be given in the European Technical Product Specification.

C.9 Fibre Reinforced Polymer Reinforcement

C.9.1 CFRP reinforcement

(1) For the design to this Eurocode, CFRP strengthening systems complying with the following minimum values or range of values of properties, determined in accordance with ISO 10406 or a European Technical Product Specification unless otherwise noted, shall be used.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

(2) Annex JA provides design rules for member strengthened with CFRP reinforcement within the following limits of declared properties:

— interlaminar shear strength of CFRP reinforcement shall be equal or larger than the adhesive bond strength for any system or kit,

— mean modulus of elasticity: 150 kN/mm² ≤ E_f ≤ 230 kN/mm²,

— elastic stiffness: 20 N/mm ≤ $E_f \cdot A_f$ ≤ 400 N/mm,

— total CFRP cross section per unit width of CFRP sheets in the total of all layers: 100 mm²/m ≤ A_f/b_{sheet} ≤ 1 800 mm²/m.

(3) The characteristic tensile strength of the adhesive f_{Atk}, determined in accordance with EN 1504-4 shall be f_{Atk} ≥ 14 N/mm² for design with Annex J.

(4) CRP reinforcement used in accordance with this Eurocode shall be subjected to a verification of constancy of performance system AVCP 1+.

(5) CFRP strips shall be bonded in no more than two layers. The maximum thickness of the CFRP strip cross section excluding the adhesive shall not exceed 3 mm.

(6) No more than a single NSM strip or bar shall be bonded into one slot.

C.9.2 Embedded FRP reinforcement

(1) For the design to this Eurocode, embedded FRP reinforcement complying with the following minimum values or range of values of properties, determined in accordance with ISO 10460 in or a European Technical Product Specification unless otherwise noted, shall be used.

(2) Annex JA provides design rules for member reinforced with embedded FRP reinforcement within the following limits of declared properties:

— minimum long term tensile strength of $f_{ftk,100a}$ ≥ 300 MPa,

— minimum modulus of elasticity of E_{fR} ≥ 40MPa,

— ratio of $f_{ftk,100a}/E_{fR}$ ≤ 0,005,

— minimum value of $f_{bd,100a}$ ≥ 1,5 MPa,

— bended FRP-shear stirrups shall be capable of resisting a long term tensile capacity which will accommodate 0,4 % strain.

(3) Embedded FRP reinforcement used in accordance with this Eurocode shall be subjected to a verification of constancy of performance system AVCP 1+.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex D
(informative)

Evaluation of early-age and long-term cracking due to restraint

D.1 Use of this annex

(1) This Informative Annex provides complementary guidance on the evaluation of early-age and long-term cracking due to restraint in general with special emphasis on through-cracking.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in a National Annex. If a National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

D.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex applies to all types of members and structures.

D.3 General

(2) The main objective of the analysis is to evaluate the cracking risk, R_{cr}, or provide guidance on crack calculations if cracking is expected to occur. The cracking risk may be expressed in terms of the ratio between the maximum tensile stress, $\sigma_{ct,}$ and the tensile resistance of concrete at the moment which is being considered $f_{ct,eff}(t)$, reduced by a factor of 0,8 in order to account for the effects of sustained loading (see Formula (D.1)):

$$R_{cr}(t) = \frac{\sigma_{ct}(t)}{0{,}8 f_{ct,eff}(t)} \tag{D.1}$$

where $f_{ct,eff}(t)$ may be taken as $f_{ctm}(t)$ according to B.4(2).

(3) The amount of through-cracking may be reduced by using concretes with low heat production during hydration, concretes with low coefficient of thermal expansion, cooling pipes in the hardening concrete, heating cables in the restraining structural elements, reduced fresh concrete temperature, or by reducing the degree of restraint for the hardening concrete structural element (i.e. if possible, break the bond between the hardening concrete and restraining structure in order to reduce the degree of restraint)

NOTE Figure D.1 shows the assumed temperature history for a structural concrete member where

— T_{ci} is the fresh concrete temperature,

— $T_{c,max}$ is the maximum concrete temperature due to hydration heat,

— T_0 is the temperature of the restraining structure, and

— ΔT_{min} is long term maximum temperature drop.

Correspondingly, Figure D.2 shows the resulting diagram of stresses in concrete.

(4) Compression in concrete due to favourable effects from the heating phase may be considered.

NOTE Assuming that there are no additional external actions, the most unfavourable moment in time for early-age cracking is t_{crit}, corresponding to the moment when thermal equilibrium with the restraining structure is achieved (within 2 ºC) and the greater part of basic shrinkage has already developed.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) For long-term cracking, the effects of temperature variation (ΔT_{min}) and drying shrinkage should be considered. In Figure D.2, t_2 is the time when the stresses in the critical position change from compression to tension (determined from the temperature history). Alternatively t_2 may be assumed with 1 day .

Key

T temperature

t time

Figure D.1 — Assumed temperature history for a structural concrete member

Key

σ stress

t time

y tension

Figure D.2 — Corresponding stress diagram due to hydration heat and shrinkage of concrete

D.4 Assessment of temperature history

D.4.1 General

(1) A reliable temperature calculation or estimate should be made to achieve accurate stress/strain or crack width calculation. For this purpose, computer programs, hand calculations and diagrams from handbooks and guidelines may be used.

NOTE The most decisive parameters, referred to Figure D.1 are:

— the fresh concrete temperature (T_{ci}),

— the start time for stress development (t_{dor}),

— ambient temperature history,

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— insulation conditions,

— climatic conditions, such as wind velocity and solar radiation,

— temperature of the restraining structure (T_0), and

— the additional, long-term maximum temperature drop (ΔT_{min}).

where t_{dor} marks the end of the dormant phase. Typically, it varies between 8 and 13 maturity hours, the default value being 10 hours. This parameter may be strongly influenced by admixtures, and it is important that its value be taken into consideration when evaluating the mechanical properties of concrete (tensile strength and modulus of elasticity) as well as the value of shrinkage and the temperature development curves.

(2) t_{dor} may be determined from the compressive strength development, from ultrasonic stiffness or heat release measurements, or from restrained shrinkage-tests. In absence of more accurate values those provided in Table D.1 may be used.

Table D.1 — Values for the start time of stress development t_{dor}

Concrete strength f_{ck}	Start time of stress development t_{dor} [days]		
	Development of concrete strength		
	Class CR[a]	Class CN[a]	Class CS[a]
≤ 35 MPa	0,35	0,45	0,50
> 35 MPa < 60 MPa	0,30	0,40	0,45
≥ 60 MPa	0,30	0,35	0,40

[a] See B.3(1).

(3) In absence of better data, T_0 may generally be taken as the ambient temperature.

D.4.2 Material properties related to temperature development

(1) In order to determine the temperature history of concrete due to cement hydration, the following material properties should be known:

— Total amount of hydration heat ($Q(t)$ (kJ/kg binder)) released during hydration and its development with time. $Q(t)$ may be determined in accordance with EN 12390-14 or EN 12390-15;

— Heat conductivity: The values for the heat conductivity may vary within the range 1,2 to 3,0 J/(s · m · K). In absence of better data, a default value of 2,5 J/(s · m · K) may be adopted.

— Surface convectivity: The surface convectivity may vary in the range from about 3,3J/(s · m^2 · K) for 18 mm plywood formwork and no wind to 15 J/(s m^2 · K) for a free concrete surface with 5 m/s wind.

— Heat capacity: The heat capacity corresponds to the specific heat multiplied by the concrete density. The specific heat varies typically in the range 0,85 to 1,15 kJ/(kg · K), and the default value may be assumed as 1,0 kJ/(kg · K).

NOTE The amount of heat hydration and development with time are strongly dependent on binder fineness and composition and on the water/binder (w/b)-ratio. Furthermore, the early strength class of cement strongly influences the binder content, and therefore also the amount of hydration heat.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

D.5 Stress calculations

(1) The following stress calculations are relevant when aiming to limit the risk of cracking.

(2) It may be assumed that the risk that the element will crack is sufficiently low if Formula (D.2) is met:

$$R_{\mathrm{cr}}(t) < R_{\mathrm{ea,cr}} \tag{D.2}$$

where $R_{\mathrm{ea,cr}}$ is a project specific parameter related to the admissible risk of cracking, where $R_{\mathrm{ea,cr}}$ may be assumed as 1,0.

(3) When assessing $R_{\mathrm{cr}}(t)$, the dormant time, t_{dor}, should be subtracted from the concrete age to determine the tensile resistance and the modulus of elasticity of concrete. Coefficient β_{cc}, describing the evolution of concrete properties with time (see Formula (B.2)) should then be corrected as follows (Formula (D.3)):

$$\beta_{\mathrm{cc}}(t) = e^{s\left(1-\sqrt{\frac{t_{\mathrm{ref}}-t_{\mathrm{dor}}}{t_{\mathrm{T}}-t_{\mathrm{dor}}}}\right)\cdot\sqrt{\frac{28-t_{\mathrm{dor}}}{t_{\mathrm{ref}}-t_{\mathrm{dor}}}}} \tag{D.3}$$

NOTE Formula (B.2) is a simplified version of Formula (D.3) which assumes that $t_{\mathrm{dor}} = 0$.

(4) $R_{\mathrm{cr}}(t)$ should be determined at least for the following situations:

— At the time when temperature equilibrium between the recently cast element and the restraining structure is achieved. For this verification, it is not necessary to consider drying shrinkage or long-term temperature variations.

  The maximum tensile stress to be considered for this verification may be determined using Formula (D.4):

$$\sigma_1 = R_{\mathrm{ax,1}} \frac{E_{\mathrm{c}}(t_2)}{1+\chi\varphi_{\mathrm{st}}} \left(k_{\mathrm{Temp}}\alpha_{\mathrm{T}}(T_{\mathrm{max}} - T_0) + [\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_{\mathrm{crit}}) - \varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_2)]\right) \tag{D.4}$$

where

$R_{\mathrm{ax,1}}$ is the restraint factor (see 9.2.4 (3)) corresponding to the boundary conditions present after concreting;

$E_{\mathrm{c}}(t_2)$ is the modulus of elasticity of concrete at time t_2 (see Figure D.2);

T_{max} is the maximum temperature in concrete after casting due to hydration heat;

T_0 is the temperature of the restraining structure;

k_{Temp} is a factor accounting for the reduction in temperature from t_1 to t_2 (see Figure D.1) and may be taken as 0,9;

$\chi\varphi_{\mathrm{st}}$ accounts for short term creep relaxation which is significant, in spite of the short time, due to the low maturity of concrete and the presence of hydration heat. Its value may be estimated as 0,55.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— Long term analysis. For this verification, the effects of long-term temperature variation and drying shrinkage should be considered. The maximum tensile stress may be determined using Formula (D.5):

$$\begin{aligned}\sigma_1 = {} & R_{\mathrm{ax},1}\frac{E_{\mathrm{c},28}}{1+\chi\varphi(t,t_2)}\left(k_{\mathrm{T}}\alpha_{\mathrm{T}}(T_{\max}-T_0)+[\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t)-\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_2)]\right)\\ & + R_{\mathrm{ax},2}E_{\mathrm{c},28}\alpha_{\mathrm{T}}\Delta T_{\min}\\ & + R_{\mathrm{ax},3}\frac{E_{\mathrm{c},28}}{1+\chi\varphi(t,t_{\mathrm{s}})}\cdot[\varepsilon_{\mathrm{cds}}(t)-\varepsilon_{\mathrm{cds}}(t_2)]\end{aligned} \tag{D.5}$$

where

$R_{\mathrm{ax},2}$ is the restraint factor (see 9.2.4 (3)) corresponding to the boundary conditions present when the maximum temperature drop is expected to occur;

$R_{\mathrm{ax},3}$ is the restraint factor (see 9.2.4 (3)) corresponding to the boundary conditions prevalent during the development of drying shrinkage;

$\Delta T_{\min}$ is the maximum characteristic temperature drop with respect to the temperature considered at casting T_0;

χ is the aging coefficient which may be taken as 0,8;

$E_{\mathrm{c},28}$ is the tangent modulus of elasticity of concrete at an age of 28 days;

D.6 Crack width calculations

(1) If cracking due to the imposed deformations does occur ($R_{\mathrm{cr}} > R_{\mathrm{ea,cr}}$), the crack width may be determined according to 9.2.4.

(2) For elements restrained at the ends Formula (9.13) applies.

(3) For elements restrained at the edges, in Formula (9.17), $R_{\mathrm{ax}}\varepsilon_{\mathrm{free}}$ may be taken as:

— for early-age cracking:

$$R_{\mathrm{ax}}\varepsilon_{\mathrm{free}} = R_{\mathrm{ax},1}(k_{\mathrm{T}}\alpha_{\mathrm{T}}(T_{\max}-T_0)+[\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_{\mathrm{crit}})-\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_2)]) \tag{D.6}$$

— for long-term cracking:

$$\begin{aligned}R_{\mathrm{ax}}\varepsilon_{\mathrm{free}} = {} & R_{\mathrm{ax},1}(k_{\mathrm{T}}\alpha_{\mathrm{T}}(T_{\max}-T_0)+[\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t)\varepsilon_{\mathrm{cbs}}(t_2)])\\ & + R_{\mathrm{ax},2}\alpha_{\mathrm{T}}\Delta T_{\min}+R_{\mathrm{ax},3}\cdot[\varepsilon_{\mathrm{cds}}(t)-\varepsilon_{\mathrm{cds}}(t_2)]\end{aligned} \tag{D.7}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex E
(normative)

Additional rules for fatigue verification

E.1 Use of this annex

(1) This Normative Annex contains additional provisions for fatigue verification of structures.

E.2 Scope and field of application

(1) This annex gives covers fatigue verification of structures using:

— damage equivalent stresses according to E.4 or

— explicit verifications using Palmgren-Miner Rule according to E.5.

E.3 General

(1) For explicit verifications of bridges according to Annex E, the fatigue load models defined in prEN 1991-2 shall be used. For other structures, the fatigue load should be defined according to prEN 1990 on a project-specific basis.

E.4 Verification using damage equivalent stress range

E.4.1 General

(1) In the method of damage equivalent stress range the actual operational loading is represented by N^* cycles of a single equivalent stress range under the equivalent fatigue load models.

E.4.2 Verification for reinforcement

(1) For reinforcing or prestressing steel and couplers adequate fatigue resistance may be assumed if Formula (E.1) is satisfied:

$$\gamma_{\mathrm{F,fat}} \cdot \Delta\sigma_{\mathrm{S,equ}}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{\mathrm{Rsk}}(N^*)}{\gamma_{\mathrm{S,fat}}} \tag{E.1}$$

where

$\Delta\sigma_{\mathrm{Rsk}}(N^*)$ is the stress range at N^* cycles from the appropriate S-N curves given in Figure E.1 and Tables E.1(NDP) and E.2(NDP);

$\Delta\sigma_{\mathrm{S,equ}}(N^*)$ is the damage equivalent stress range for different types of reinforcement and considering the number of loading cycles N^*. For buildings $\Delta\sigma_{\mathrm{S,equ}}(N^*)$ may be approximated by $\Delta\sigma_{\mathrm{S,max}}$;

$\Delta\sigma_{\mathrm{S,max}}$ is the maximum reinforcing steel stress range under the relevant load combinations.

NOTE 1 Tables E.1(NDP) and E.2(NDP applies. If other values of the fatigue stress range and/or the number of cycles are confirmed by testing in accordance with EN 10080 (see Table C.1) or prEN 10138 (all parts) different fatigue properties can be given in a National Annex.

NOTE 2 For road and railway bridges $\Delta\sigma_{\mathrm{S,equ}}(N^*)$ is given in K.11.2.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Key

1 reinforcement at yield

Figure E.1 — Shape of the characteristic fatigue strength curve (*S-N* curves for reinforcing and prestressing steel)

Table E.1(NDP) — Design parameters for *S-N* curves for carbon reinforcing steel

Type of reinforcing steel	Diameter	$\Delta\sigma_{Rsk}$ 5 %-quantile (Test σ_{max} 0,6f_{yk})			
		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [MPa]	N^*	stress exponent	
				k_{f1}	k_{f2}
Bars (including de-coiled bars)[a]	$\phi \leq 12$ mm	160	$2 \cdot 10^6$	5	9
	12 mm $< \phi \leq 16$ mm	140			
	16 mm $< \phi \leq 20$ mm	130			
Straight bars [a,b]	$\phi > 20$ mm	130			
Tack welded bars[c,d] and welded wire fabrics	$\phi \leq 12$ mm	100		3	5
	$\phi > 12$ mm	80			
Couplers[e]	–	35	10^7	3	5

[a] Values for bent parts of bars should be obtained using a reduction factor $\xi = 0{,}35 + 0{,}026 \cdot \phi_{mand} / \phi$. The reduction factor ξ may be omitted for shear reinforcement with 90° stirrups $\phi \leq 16$ mm and depth $h \geq 600$ mm.

[b] Values for $\Delta\sigma_{Rsk}$ only to be applied for straight bars and not for de-coiled bars.

[c] Values for $\Delta\sigma_{Rsk}$ of tack welded apply for a distance of 5ϕ at each side of the weld.

[d] Values for $\Delta\sigma_{Rsk}$ of tack welded apply only for CO_2-welded bars.

[e] Values for couplers apply unless more accurate *S-N* curves are available based on an European Technical Product Specification.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table E.2(NDP) — Parameters for *S-N* curves for prestressing steel

***S-N* curve of prestressing steel**	***N****	**stress exponent**		**$\Delta\sigma_{Rsk}$ [MPa] at *N** cycles** [a]
		k_{f1}	k_{f2}	
pre-tensioning	10^6	5	9	185
post-tensioning				
— single strands in plastic ducts	10^6	5	9	185
— straight tendons or curved tendons in plastic ducts	10^6	5	9	150
— curved tendons in steel ducts	10^6	3	7	120
— anchoring devices and couplers	10^6	5	5	80
NOTE Values in Table E.2(NDP) apply for prestressing steel complying with Table C.4 to C.6 and prestressing systems complying with 5.4.				
[a] Values correspond to prestressing steel embedded in concrete.				

E.4.3 Verification for concrete

(1) A satisfactory fatigue resistance may be assumed for concrete under compression, if the following condition in Formula (E.2) is fulfilled:

$$\frac{|\sigma_{cd,max,equ}|}{f_{cd,fat}} + 0{,}43\sqrt{1 - \left|\frac{\sigma_{cd,min,equ}}{\sigma_{cd,max,equ}}\right|} \leq 1 \qquad \text{(E.2)}$$

where

$f_{cd,fat}$ is the design fatigue strength of concrete according to Formula (10.5);

$|\sigma_{cd,max,equ}|$ is the upper stress of the damage equivalent stress amplitude for $N = 10^6$ cycles;

$|\sigma_{cd,min,equ}|$ is the lower stress of the damage equivalent stress amplitude for $N = 10^6$ cycles.

NOTE For road and railway bridges, $\sigma_{cd,equ,max}$ and $\sigma_{cd,equ,min}$ are given in K.11.3.

E.5 Explicit verifications using *Palmgren-Miner* Rule

E.5.1 Verification conditions

(1) Calculation of design service life at varying stress amplitudes may be based on linear damage theory (*Palmgren-Miner* Rule) according to Formula (E.3). Action effects due to cyclic loads may be arranged in design stress-levels (action effect-levels) each with constant amplitude and a corresponding number of load cycles, n_i.

$$\sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \qquad \text{(E.3)}$$

where

n_i is the number of acting stress cycles for each design stress-level “i”;

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

N_i is the number of cycles to fatigue failure according to Figure E.1 and Table E.1 for each design stress-level "i" with constant amplitude;

m is the number of design stress-levels with constant amplitude.

E.5.2 Verification procedure for reinforcing and prestressing steel

(1) The damage of a single stress range $\Delta\sigma$ may be determined by using the corresponding *S-N* curves (Figure E.1) for reinforcement.

$$N_i(\Delta\sigma_{Ed,s}) = \left(\frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat} \cdot \gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_s}\right)^{k_f} \cdot N^* \tag{E.4}$$

where

$$\text{if } \Delta\sigma_s \geq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat} \cdot \gamma_{F,fat}}: \qquad k_f = k_{f1} \tag{E.5}$$

$$\text{if } \Delta\sigma_s < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat} \cdot \gamma_{F,fat}}: \qquad k_f = k_{f2} \tag{E.6}$$

NOTE The parameters for reinforcement are given in Table E.1 and Table E.2 respectively.

E.5.3 Verification procedure for concrete under compression or compression-tension

(1) For multiple cycles with variable amplitudes the damage may be calculated by using Formula (E.3).

(2) The number of cycles to fatigue failure N_i may be calculated for each stress-level using the *S/N*-curves for concrete under pure compressive fatigue loading in Figure E.2, Formula (E.7).

$$N = 10^k \tag{E.7}$$

where

$$k = 14 \cdot \frac{1 - \frac{|\sigma_{cd,max,i}|}{f_{cd,fat}}}{\sqrt{1 - \left|\frac{\sigma_{cd,min,i}}{\sigma_{cd,max,i}}\right|}} \tag{E.8}$$

where

$\sigma_{cd,max}$ is the maximum compressive stress in stress-level "i", $\sigma_{cd,max} = \gamma_{F,fat} \cdot \sigma_{c,max}$;

$\sigma_{cd,min}$ is the minimum compressive stress in stress-level "i", $\sigma_{cd,min} = \gamma_{F,fat} \cdot \sigma_{c,min}$;

$f_{cd,fat}$ is the design fatigue strength of concrete according to Formula (10.5).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Key

x logarithmic number of cycles to failure log N [-]

y compressive stress level

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}$$

Figure E.2 — Shape of the characteristic fatigue strength curves (*S-N*-curves for concrete under pure compression)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex F
(informative)

Non-linear analyses procedures

F.1 Use of this annex

(1) This Informative Annex provides supplementary guidance to non-linear analyses procedures for concrete structures.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in a National Annex. If a National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

F.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex covers the use of the partial factor method, the global factor method and full probabilistic method for non-linear analyses of concrete structures.

F.3 General

(1) Verification of ultimate limit states by non-linear analysis is performed by numerical simulations in compliance with the requirements of 7.3.4 and of prEN 1990:2020, 7.2.2.

(2) Annex F shall be applied consistently to prEN 1990:2020, 8.2.

(3) The software used in non-linear verification of the ultimate limit state should be validated by comparison between numerical and experimental or benchmark results. Similarly, the choices made with respect to the specific numerical model should be tested by sensitivity analysis.

This covers general validation attempts:

— basic material tests,

— structural tests with the characterization of relevant failure modes;

and project specific attempts:

— mesh sensitivity tests;

— solution method tests.

(4) The loading process adopted by a non-linear simulation in order to evaluate the structural resistance shall be defined according to engineering judgement consistently with the considered combination of the actions at ultimate limit state.

NOTE The loading process may account for the loading sequence due to staged construction methods.

(5) The verification requires that the design value of the actions in the considered combination, determined according to prEN 1990, shall not be greater than the design value of the associated structural resistance (see Formula (F.1)):

$$F_d \leq R_d \tag{F.1}$$

where

F_d is the design value of the actions;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

R_d is the design value of the structural resistance.

(6) The design value of the structural resistance may be determined by using one of the following safety formats, which are described in F.4 and F.5:

— Partial factor method (PFM) – F.4;

— Global factor method (GFM) – F.5;

Alternatively, structural reliability analysis may be performed according to full probabilistic method (FPM) as described in F.6.

F.4 Partial factor method (PFM)

(1) The design value of the structural resistance is obtained as

$$R_d = \frac{R\{X_d;a_d\}}{\gamma_{Rd}} \tag{F.2}$$

where

$R\{...\}$ is the structural resistance based on the numerical simulation;

X_d is the design value of the material property calculated adopting partial safety factors according to Table A.1 line (e) accounting for materials and geometric uncertainties;

a_d is the design value of the geometric property according to Annex A or prEN 1990, if not accounted for in X_d;

γ_{Rd} is the partial safety factor which accounts for model uncertainty according to F.7.

NOTE The structural resistance $R\{...\}$ can be evaluated for different levels of appropriate actions which can be increased from their initial values by incremental steps, such that the design values of the actions in the considered combination are reached in the same step. The incremental process of the actions should be continued until structural failure is reached. The structural resistance $R\{...\}$ corresponds to the values of the actions which lead to structural failure.

(2) In case the concrete tensile strength is neglected, the design value of the resistance may also be calculated on the basis of the design values f_{cd} and f_{yd} according to 5.1.6 and 5.2.4. If the statistic values of the model uncertainties according to F.7 are more favourable than the values given in Table A.2, then the partial safety factors γ_C and γ_S defined in Table 4.3(NDP) may be used. Otherwise, they shall be adapted according to Annex A.

F.5 Global factor method (GFM)

F.5.1 General

(1) The design value of structural resistance is obtained as

$$R_d = \frac{R_m\{X;a\}}{\gamma_R^* \cdot \gamma_{Rd}} \tag{F.3}$$

where

$R_m\{...\}$ is the mean value of structural resistance based on the numerical simulation and shall be estimated by means of a probabilistic analysis including uncertainties related to material X and geometric a properties.

Alternatively, the approximated value derived by formula (F.4) can be adopted:

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

$$R_{\mathrm{m}}\{X;a\} \cong R\{X_{\mathrm{m}};\ a_{\mathrm{nom}}\} \tag{F.4}$$

where

— $R\{\cdot\}$ is the structural resistance based on the numerical simulation;

— X_{m} is the mean value of the material property;

— a_{nom} is the nominal value of the geometric property according to prEN 1990;

f_{m} is the mean value of the material property;

γ_{R}^{*} is the global resistance factor for the uncertainties of materials properties and geometry according to F.5.2;

γ_{Rd} is the partial safety factor accounting for the model uncertainty according to F.7.

NOTE The structural resistance $R\{\ldots\}$ can be evaluated for different levels of appropriate actions which can be increased from their initial values by incremental steps, such that the design values of the actions in the considered combination are reached in the same step. The incremental process of the actions should be continued until structural failure is reached. The structural resistance $R\{\ldots\}$ corresponds to the values of the actions which lead to structural failure.

F.5.2 Determination of the global resistance factor

(1) The global resistance factor may be evaluated with Formula (F.5):

$$\gamma_{\mathrm{R}}^{*} = \exp\left(\alpha_{\mathrm{R}} \cdot \beta_{\mathrm{tgt}} \cdot V_{\mathrm{R}}^{*}\right) \tag{F.5}$$

where

α_{R} is the sensitivity factor for dominant resistance variable: $\alpha_{\mathrm{R}} = 0{,}8$;

β_{tgt} is the target value of the reliability index according to Table A.3;

V_{R}^{*} is the coefficient of variation of structural resistance. It accounts for material and geometrical uncertainties and shall be estimated by means of a probabilistic analysis of the structural resistance.

Alternatively, the approximated value derived by Formula (F.6) can be adopted:

$$V_{\mathrm{R}}^{*} = \sqrt{V_{\mathrm{R,M}}^{2} + V_{\mathrm{R,G}}^{2}} \tag{F.6}$$

where

$V_{\mathrm{R,M}}$ is the coefficient of variation of structural resistance accounting for uncertainties of material properties evaluated according to Formula (F.7):

$$V_{\mathrm{R,M}} = \frac{1}{1{,}65} \ln\left(\frac{R\{X_{\mathrm{m}};\ a_{\mathrm{nom}}\}}{R\{X_{\mathrm{k}};\ a_{\mathrm{nom}}\}}\right) \tag{F.7}$$

where X_{k} is the characteristic value of the material property;

$V_{\mathrm{R,G}}$ is the coefficient of variation of structural resistance related to geometrical uncertainties evaluated in line with Annex A.

NOTE 1 As a further simplification, in absence of a numerical estimation of the value of $V_{\mathrm{R,M}}$ on the safety side, it can be $V_{\mathrm{R,M}} = 0{,}15$ unless a National Annex gives other specifications.

NOTE 2 The bias factor in Formula (F.4) is equal to 1,00 assuming that the bias factors related to geometric and material uncertainties are considered in the mean and characteristic values of material parameters.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

NOTE 3 Formulae (F.4) and (F.6) are based on the assumption of lognormal probabilistic distribution for structural resistance.

NOTE 4 According to prEN 1990:2020, Table C.4.1, the approximated Formula (F.5) may be used for $V_R^* < 0{,}20$. The exact formula to be used for higher coefficients of variation V_R^* can be found in prEN 1990:2020, C.4.4 (which provides 3 % higher values of γ_R^* for $V_R^* = 0{,}30$).

F.5.3 Additional material parameters

(1) Information to be used for the description of the mean values of the material properties can be found in Annex A.

(2) For prestressing steel, a ratio of 1,02 to 1,03 can be found between the mean value and the characteristic value of the 0,1 % proof stress.

(3) Other material properties used in the analysis should be included in the evaluation of the model uncertainty determined according to F.7.

F.6 Full probabilistic method

(1) The full probabilistic method shall be according to prEN 1990:2020 Annex C.

(2) The uncertainties of the random variables which are taken into account shall be consistent with prEN 1990 and Annex A.

(3) The model uncertainty random variable shall be characterised according to F.7.

F.7 Model uncertainty

(1) The partial safety factor γ_{Rd} should be derived by probabilistic calibrations.

NOTE 1 The value of γ_{Rd} can be different depending on the adopted software, choices made with respect to the analysis and also depends on the relevant failure modes.

(2) If probabilistic calculation according to (1) is not performed, γ_{Rd} should be set to fixed value.

NOTE 2 Unless a National Annex gives different values, the value of γ_{Rd} can be taken as:

— $\gamma_{Rd} = 1{,}30$ for numerical models in general accounting for also statistical uncertainty;

— $\gamma_{Rd} = 1{,}06$ when 1D-elements are used and bending failure is the determining failure mode.

The proposed values for γ_{Rd} refer to a reliability index $\beta_{tgt} = 3{,}8$ for a 50-years reference period.

(3) In case of probabilistic calibration, the model uncertainty is described by the ratio θ_i:

$$\theta_i = \frac{R_{exp,i}}{R_{num,i}} \tag{F.8}$$

where

$R_{exp,i}$ is the structural resistance obtained from experiment *i*;

$R_{num,i}$ is the structural resistance obtained from non-linear numerical simulation of experiment *i*.

(4) The material parameters for the material models used in the non-linear analyses shall be derived from the mean parameters available from benchmark experiments. If their derivation from known measured parameters is not available, default values should be used throughout the validation study.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) The statistical parameters of model uncertainty may be represented by its mean value (or bias factor) μ_θ and coefficient of variation V_θ based on a lognormal distribution. The statistical uncertainty should be reflected in the methods used for estimation of the statistical parameters μ_θ and V_θ.

(6) The partial factor γ_{Rd} for model uncertainty can be obtained assuming a lognormal probabilistic distribution as:

$$\gamma_{Rd} = \frac{\exp\left(\alpha_R \cdot \beta_{tgt} \cdot V_\theta\right)}{\mu_\theta} \tag{F.8}$$

where

α_R is the sensitivity factor for non-dominant variables: $\alpha_R = 0{,}32$;

β_{tgt} is the reliability index according to prEN 1990 or Annex A.

(7) When the design structural resistance is evaluated according to F.4 and F.5, in case the response of the non-linear numerical model of the structure turns out to be sensitive to influence of the probabilistic distributions of materials properties, the partial safety factor γ_{Rd} derived according to (1) or (2) shall be increased.

(8) The sensitivity of the response of non-linear numerical model to influence of the probabilistic distributions of materials properties may be assessed by means of three preliminary non-linear numerical simulations using:

a) mean concrete properties combined to design reinforcement properties;

b) design concrete properties combined to mean reinforcement properties;

c) design concrete properties combined to design reinforcement properties.

If the results in terms of structural resistance of (a) and/or (b) are unfavourable with respect to the one of (c), the response of the non-linear numerical model is sensitive.

NOTE Unless more detailed probabilistic investigation of structural resistance is performed or a National Annex gives other specifications, the partial safety factor γ_{Rd} may be increased by 15 %.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex G
(normative)

Design of membrane-, shell- and slab elements

G.1 Use of this annex

(1) This Normative Annex contains additional provisions for the design of planar members. The formulations presented in G.3 and G.4 are consistent with the clauses and design provisions in Clause 8 and G.5 gives additional provisions to 9.2.

G.2 Scope and field of application

(1) This Normative Annex covers the design of planar members without discontinuities.

G.3 Design of membrane elements in ULS

(1) In locations where σ_{Edx} and σ_{Edy} are both compressive and $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edx}{}^2$, design of reinforcement is not required. However, the maximum principal compressive stress should not exceed f_{cd}. Otherwise, the membrane forces are carried by tensile reinforcements in *x*- and *y* directions and a compression field inclined at an angle θ to *x*-axis as shown in Figure G.1 with a strength of $\nu \cdot f_{cd}$.

Figure G.1 — In-plane stresses in membrane element and definition of compression stress field inclination θ

(2) The tensile strengths provided by reinforcement are:

$$f_{tdx} = \rho_x \quad f_{yd,x} \tag{G.1}$$

$$f_{tdy} = \rho_y \quad f_{yd,x} \tag{G.2}$$

where ρ_x and ρ_y are the geometric reinforcement ratios along the *x*- and *y*-axes, respectively.

NOTE The yield strength can be different in the x- and y-directions.

(3) The necessary reinforcement and the compressive concrete stress may be determined by:

$$\sigma_{Edx} + |\tau_{Edxy}| \cot\theta \leq f_{tdx} \tag{G.3}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\sigma_{\mathrm{Edy}} + \frac{|\tau_{\mathrm{Edxy}}|}{\cot\theta} \leq f_{\mathrm{tdy}} \tag{G.4}$$

$$\sigma_{\mathrm{cd}} = |\tau_{\mathrm{Edxy}}|(\cot\theta + \tan\theta) \leq \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{G.5}$$

where $\cot\theta$ should be chosen to avoid negative values of f_{tdx} and f_{tdy}.

The choice of $\cot\theta$ to obtain the least amount of required reinforcement resistances f_{tdx}* and f_{tdy}* (optimum reinforcement) is given in Table G.1,

where

θ* is the strut inclination corresponding to the optimal reinforcement for membrane elements;

f_{tdx}*, f_{tdy}* are the tensile strength along the *x*- and *y*-axes, respectively, corresponding to the optimal reinforcement for membrane elements;

σ_{cd}* is the compression stress in the concrete inclined at the angle θ* corresponding to the optimal reinforcement for membrane elements.

In order to ensure the required deformation capacity, and unless more refined calculations are performed, the reinforcement derived from Formulae (G.3) and (G.4) for each direction should not deviate significantly from the reinforcement resistances f_{tdx}* and f_{tdy}* determined according to Table G.1. These limitations may be expressed by:

$$0{,}4 f_{\mathrm{tdx}}^* \leq f_{\mathrm{tdx}} \leq 2{,}5\, f_{\mathrm{tdx}}^* \text{and} \tag{G.6}$$

$$0{,}4 f_{\mathrm{tdy}}^* \leq f_{\mathrm{tdy}} \leq 2{,}5\, f_{\mathrm{tdy}}^*. \tag{G.7}$$

Table G.1 — Optimum reinforcement, concrete stress and strut inclination for membrane elements

Conditions	$\cot\theta$*	f_{tdx}*	f_{tdy}*	σ_{cd}*
$\sigma_{\mathrm{Edx}} \geq -\lvert\tau_{\mathrm{Edxy}}\rvert$ $\sigma_{\mathrm{Edy}} \geq -\lvert\tau_{\mathrm{Edxy}}\rvert$	1	$\sigma_{\mathrm{Edx}} + \lvert\tau_{\mathrm{Edxy}}\rvert$	$\sigma_{\mathrm{Edy}} + \lvert\tau_{\mathrm{Edxy}}\rvert$	$2\lvert\tau_{\mathrm{Edxy}}\rvert$
$\sigma_{\mathrm{Edx}} \leq \sigma_{\mathrm{Edy}}$ $\sigma_{\mathrm{Edx}} < -\lvert\tau_{\mathrm{Edxy}}\rvert$ $\sigma_{\mathrm{Edx}}\sigma_{\mathrm{Edy}} \leq \tau_{\mathrm{Edxy}}^2$	$\frac{-\sigma_{\mathrm{Edx}}}{\lvert\tau_{\mathrm{Edxy}}\rvert}$	0	$\sigma_{\mathrm{Edy}} + \frac{\tau_{\mathrm{Edxy}}{}_2}{\lvert\sigma_{\mathrm{Edx}}\rvert}$	$\lvert\sigma_{\mathrm{Edx}}\rvert\left(1+\left(\frac{\tau_{\mathrm{Edxy}}}{\sigma_{\mathrm{Edx}}}\right)^2\right)$
$\sigma_{\mathrm{Edx}} \geq \sigma_{\mathrm{Edy}}$ $\sigma_{\mathrm{Edy}} < -\lvert\tau_{\mathrm{Edxy}}\rvert$ $\sigma_{\mathrm{Edx}}\sigma_{\mathrm{Edy}} \leq \tau_{\mathrm{Edxy}}^2$	$\frac{\lvert\tau_{\mathrm{Edxy}}\rvert}{-\sigma_{\mathrm{Edy}}}$	$\sigma_{\mathrm{Edx}} + \frac{\tau_{\mathrm{Edxy}}^2}{\lvert\sigma_{\mathrm{Edy}}\rvert}$	0	$\lvert\sigma_{\mathrm{Edy}}\rvert\left(1+\left(\frac{\tau_{\mathrm{Edxy}}}{\sigma_{\mathrm{Edy}}}\right)^2\right)$

(4) The reinforcement should be fully anchored at free edges, e.g. by headed bars, U-bars or similar.

(5) In absence of a refined calculation, the reduction factor of concrete may be assumed as:

$$\nu = 0{,}4 \tag{G.8}$$

(6) A more refined calculation of the reduction factor of concrete may be performed using:

$$\nu = \frac{1}{1{,}0 + 110 \cdot \varepsilon_1} \leq 1{,}0 \tag{G.9}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where ε_1 is the principal strain transverse to the direction of the concrete stress field accounting for strain compatibility and considering concrete as cracked without tensile strength.

(7) The value of the principal strain ε_1 in Formulae (G.9) may be estimated from one of the two following formulae:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0{,}001)\cot^2\theta \tag{G.10}$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_y + \frac{(\varepsilon_y + 0{,}001)}{\cot^2\theta} \tag{G.11}$$

where ε_x and ε_y are the normal strains (positive as tension) in the *x*- and *y*-axes. A simple estimate of ε_1 may be obtained by using the following guidelines in cases where $\cot\theta$ is known:

a) Formulae (G.10), with ε_x taken as f_{yd}/E_{Sd}, may be used in cases where $f_{tdy} = 0$.
Formulae (G.11), with ε_y taken as f_{yd}/E_{Sd}, may be used in cases where $f_{tdx} = 0$.

b) ε_1 is the larger of Formulae (G.10) and (G.11), with ε_x and ε_y taken as f_{yd}/E_{Sd}, in cases where reinforcement is required in both directions.

c) ε_1 may be taken as f_{ctd}/E_{cd} if f_{tdx} and f_{tdy} according to calculations are smaller than f_{ctd}, and provided the member is not cracked due to other types of action.

d) In (a) and (b) above, f_{yd}/E_{Sd} may be replaced by $f_{yd}/(\lambda E_{Sd})$; if the reinforcement in both directions is increased by a factor of $\lambda > 1$ beyond the required amount.

where λ is the ratio between the provided amount and the required amount.

G.4 Design of shell- and slab elements in ULS

(1) Tension reinforcement to resist combinations of in-plane forces, bending moments and torsional moments in shell elements (Figure G.2a)) may be determined by adopting a sandwich model (Figure G.2b)), where the sectional forces are transformed into a set of statically equivalent in-plane stresses acting in the top and bottom layer of the sandwich model. The design tension reinforcement in each of the two layers may then be calculated by the method outlined above for in-plane stress conditions (membrane elements, see G.3).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Key

1 top layer

2 bottom layer

3 intermediate layer

m_{Edx}; m_{Edy}	Design bending moments per unit length
m_{Edxy}	Design torsional moment per unit length
n_{Edx}; n_{Edy}	Design in-plan normal force per unit length
n_{Edxy}	Design in-plan shear force per unit length
v_{Edx}; v_{Edy}	Design out of plan shear force per unit length

All design actions are positive as shown.

Figure G.2 — (a) Shell element and (b) sandwich model with statically equivalent set of in-plane stresses

(2) The set of statically equivalent in-plane stresses may be calculated as follows:

a) Stresses in bottom layer:

$$\sigma_{Edx} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edx}}{t} + \frac{m_{Edx}}{t \cdot z} \tag{G.12}$$

$$\sigma_{Edy} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edy}}{t} + \frac{m_{Edy}}{t \cdot z} \tag{G.13}$$

$$\tau_{Edxy} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edxy}}{t} - \frac{m_{Edxy}}{t \cdot z} \tag{G.14}$$

b) Stresses in top layer:

$$\sigma'_{Edx} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edx}}{t} - \frac{m_{Edx}}{t \cdot z} \tag{G.15}$$

$$\sigma'_{Edy} = \frac{\frac{1}{2} n_{Edy}}{t} - \frac{m_{Edy}}{t \cdot z} \tag{G.16}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\tau'_{\mathrm{Edxy}} = \frac{\frac{1}{2} n_{\mathrm{Edxy}}}{t} + \frac{m_{\mathrm{Edxy}}}{t \cdot z} \tag{G.17}$$

where

t is the thickness of the top and bottom layer;

z is the internal lever arm between the top and bottom layer.

(3) If beneficial, the intermediate layer may also be utilized to carry portions of the in-plane forces (n_{Edx}, n_{Edy} and n_{Edxy}). In that case, the set of equivalent stresses in the layers should be modified accordingly.

(4) Out of plane shear forces, v_{Edx} and v_{Edy}, shall be verified according to 8.2 using the design shear force according to Formula (8.12).

(5) The particular case where $n_{\mathrm{Edx}} = n_{\mathrm{Edy}} = n_{\mathrm{Edxy}} = 0$ (slabs without membrane forces) may be treated according to 8.1.3; Tables G.2 and G.3 giving the least amount of required reinforcement (optimum reinforcement). Alternatively, and provided that the thickness of the compression zone $x \leq 0{,}25d$ and the torsional moment is not larger than 0,5 times the largest bending moment, the following formulae may be used:

$$m_{\mathrm{Rdx}} \geq m_{\mathrm{Edx}} + \cot\theta_{\mathrm{bot}} \left| m_{\mathrm{Edxy}} \right| \tag{G.18a}$$

$$m_{\mathrm{Rdy}} \geq m_{\mathrm{Edy}} + \frac{\left| m_{\mathrm{Edxy}} \right|}{\cot\theta_{\mathrm{bot}}} \tag{G.18b}$$

$$m'_{Rdx} \geq -m_{\mathrm{Edx}} + \cot\theta_{\mathrm{top}} \left| m_{\mathrm{Edxy}} \right| \tag{G.18c}$$

$$m'_{\mathrm{Rdy}} \geq -m_{\mathrm{Edy}} + \frac{\left| m_{\mathrm{Edxy}} \right|}{\cot\theta_{\mathrm{top}}} \tag{G.18d}$$

Where θ_{top} and θ_{bot} denote the inclination of the compression stress fields in the top and the bottom layers carrying torsion, respectively. The values for $\cot\theta_{\mathrm{top}}$ and $\cot\theta_{\mathrm{bot}}$ are positive and may be chosen freely, but should for each of the four formulae lead to a required moment capacity that is between 0,4 to 2,5 times the corresponding optimum moment capacity (see Tables G.2 and G.3).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table G.2 — Optimum tension reinforcement in bottom layer expressed as required design moment capacities for slab elements

Conditions	Required capacity m_{Rdx}	Required capacity m_{Rdy}
$m_{\mathrm{Edx}} \geq -\lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$ $m_{\mathrm{Edy}} \geq -\lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$	$m_{\mathrm{Rdx}} \geq m_{\mathrm{Edx}} + \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$	$m_{\mathrm{Rdy}} \geq m_{\mathrm{Edy}} + \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$
$m_{\mathrm{Edx}} \leq m_{\mathrm{Edy}}$ $m_{\mathrm{Edx}} < -\lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} \leq m_{\mathrm{Edxy}}^2$	0	$m_{\mathrm{Rdy}} \geq m_{\mathrm{Edy}} + \frac{m_{\mathrm{Edxy}}^2}{\lvert m_{\mathrm{Edx}} \rvert}$
$m_{\mathrm{Edx}} \geq m_{\mathrm{Edy}}$ $m_{\mathrm{Edy}} < -\lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} \leq m_{\mathrm{Edxy}}^2$	$m_{\mathrm{Rdx}} \geq m_{\mathrm{Edx}} + \frac{m_{\mathrm{Edxy}}^2}{\lvert m_{\mathrm{Edy}} \rvert}$	0
$m_{\mathrm{Edx}} < 0$ $m_{\mathrm{Edy}} < 0$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} > m_{\mathrm{Edxy}}^2$	0	0
NOTE Hogging moments with negative sign.		

Table G.3 — Optimum tension reinforcement in top layer expressed as required design moment capacities for slab elements

Conditions	Required capacity m'_{Rdx}	Required capacity m'_{Rdy}
$m_{\mathrm{Edx}} \leq \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$ $m_{\mathrm{Edy}} \leq \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$	$m'_{\mathrm{Rdx}} \geq -m_{\mathrm{Edx}} + \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$	$m'_{\mathrm{Rdy}} \geq -m_{\mathrm{Edy}} + \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$
$m_{\mathrm{Edx}} \geq m_{\mathrm{Edy}}$ $m_{\mathrm{Edx}} > \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} \leq m_{\mathrm{Edxy}}^2$	0	$m'_{\mathrm{Rdy}} \geq -m_{\mathrm{Edy}} + \frac{m_{\mathrm{Edxy}}^2}{\lvert m_{\mathrm{Edx}} \rvert}$
$m_{\mathrm{Edx}} \leq m_{\mathrm{Edy}}$ $m_{\mathrm{Edy}} > \lvert m_{\mathrm{Edxy}} \rvert$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} \leq m_{\mathrm{Edxy}}^2$	$m'_{\mathrm{Rdx}} \geq -m_{\mathrm{Edx}} + \frac{m_{\mathrm{Edxy}}^2}{\lvert m_{\mathrm{Edy}} \rvert}$	0
$m_{\mathrm{Edx}} > 0$ $m_{\mathrm{Edy}} > 0$ $m_{\mathrm{Edx}} m_{\mathrm{Edy}} > m_{\mathrm{Edxy}}^2$	0	0
NOTE Hogging moments with negative sign.		

G.5 Refined control of cracking in membrane elements in SLS

(1) If in members reinforced in two orthogonal directions the angle θ between the axes of principal compressive strain and the direction of the reinforcement in the x-direction is larger than 15°, the crack width may be calculated with Formula (9.12), where the maximum crack spacing $s_{\mathrm{r,max}}$ may be used according to Formula (G.19) and the strain difference $(\varepsilon_{\mathrm{sm}} - \varepsilon_{\mathrm{cm}})$ according to Formula (9.13):

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$s_{\mathrm{r,m,cal}} = \frac{1}{\dfrac{\sin\theta}{s_{\mathrm{r,m,cal,x}}} + \dfrac{\cos\theta}{s_{\mathrm{r,m,cal,y}}}} \tag{G.19}$$

where

$s_{\mathrm{r,m,cal,x}}$, $s_{\mathrm{r,m,cal,y}}$ are the crack spacings calculated in the x and y directions respectively, according to 9.2.4 (5),

where ε_1 is taken from Formulae (G.10) or (G.11) with the following additional conditions:

— ε_{x} is taken as $\sigma_{\mathrm{s,x}}/E_{\mathrm{s}}$ where $\sigma_{\mathrm{s,x}}$ is the stress in the reinforcement in the direction of the member axis (x) for the relevant combination of actions;

— ε_{y} is taken as $\sigma_{\mathrm{s,y}}/\ E_{\mathrm{s}}$ where $\sigma_{\mathrm{s,y}}$ is the stress in the reinforcement in the y direction for the relevant combination of actions;

— Conservatively, θ may be determined from linear elastic analysis.

— A better approximation may be obtained by solving Formula (G.20) for θ.

$$\frac{\tau}{\rho_{\mathrm{x}}}\cot^4\theta + \frac{\sigma_{\mathrm{x}}}{\rho_{\mathrm{x}}}\cot^3\theta - \frac{\sigma_{\mathrm{y}}}{\rho_{\mathrm{y}}}\cot\theta - \frac{\tau}{\rho_{\mathrm{y}}} = 0 \tag{G.20}$$

where

τ is the shear stress at the point where the crack is being determined.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex H
(informative)

Guidance on design of concrete structures for water-tightness

H.1 Use of this annex

(1) This informative annex provides supplementary guidance on the design of concrete structures that shall be tight against leakage either from water inside storage volumes, or external water like ground water.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in a National Annex. If a National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

H.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex applies mainly to water tightness of concrete structures. It may be used also for other liquids if it can be shown that the liquid behaviour is similar to water.

H.3 General

(1) Concrete in watertight structures should have an adequate composition to obtain low permeability i.e. should have a low water-cement ratio, be rich in fines and meet limitation of maximum aggregate size when the dimensions are close to the minimum values given in (3).

(2) Minimum thickness of members where tightness class TC 0 (see Table H.1) is satisfactory should be 120 mm. A minimum thickness of 150 mm should be provided for other tightness classes.

(3) The concrete sections shall be designed with adequate reinforcement to ensure good crack distribution and limitation of crack-widths in accordance with 9.2.

NOTE Fibre reinforced concrete (FRC) or post-tensioning can be more sustainable alternatives to large reinforcement ratios to limit crack width.

H.4 Tightness classes

H.4.1 Classification

(1) Water retaining structures may be classified in relation to the degree of required protection against leakage according to Table H.1.

NOTE 1 All concretes permit the passage of small quantities of liquids and gases by diffusion.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table H.1 — Classification of tightness

Tightness Class	Requirements for leakage
TC 0	Some degree of leakage acceptable, or leakage of water irrelevant
TC 1	Leakage to be limited to a small amount. Some surface staining or damp patches acceptable.
TC 2	Leakage to be minimal. Appearance not to be impaired by staining.
TC 3	No leakage is permitted.

NOTE 2 The tightness classes can be defined quantitatively on a project-specific basis by specifying the leakage rate and relating it to the crack opening by using H.4.2 (7).

H.4.2 Tightness requirements

(1) Appropriate limits to cracking depending on the tightness class of the element considered should be selected, paying due regard to the required function of the structure. In the absence of more specific requirements, the following may be adopted:

TC 0 – the provisions of 9.2.1 may be adopted.

TC 1 – the width of any cracks expected to pass through the full thickness of the section should be limited to $w_{k,lim1}$ given in (2). 9.2.1 applies where the full thickness of the section is not cracked.

TC 2 – cracks which may be expected to pass through the full thickness of the section should generally be avoided unless appropriate measures (e.g. liners or water barriers) have been incorporated.

TC 3 – generally, special measures (e.g. liners or prestress) will be required to ensure water-tightness.

(2) The values of $w_{k,lim1}$ may be defined on a project-specific basis. They may be defined as a function of the ratio of the hydrostatic head h_D to the thickness of the member h_D/h, as follows:

— for $h_D/h \leq 5$: $w_{k,lim,1} = 0{,}20$ mm;

— for $h_D/h \geq 35$: $w_{k,lim,1} = 0{,}05$ mm.

For intermediate values of h_D/h, linear interpolation may be used.

(3) Limitation of the crack widths to these values typically results in the effective sealing of the cracks within a relatively short time. To account for pressurized structures, in the previous expressions h_D can to be substituted by the ratio of the pressure to the specific weight of water (p/γ_{water}).

(4) To provide adequate assurance for structures of classes TC 2 or TC 3 that cracks do not pass through the full width of a section, the design value of the depth of the compression zone should be at least x_{min} under the quasi-permanent combination of actions. Where a section is subjected to alternate actions, cracks should be considered to pass through the full thickness of the section unless it can be shown that some part of the section thickness will always remain in compression. This thickness of concrete in compression should normally be at least x_{min} under all appropriate combinations of actions. The action effects may be calculated on the assumption of linear elastic material behaviour assuming that concrete in tension is neglected.

NOTE 1 x_{min} is the lesser of 50 mm or $0{,}2h$ where h is the element thickness unless a National Annex gives different values.

(5) Cracks through which water flows may be expected to heal in members which are not subjectted to significant changes of loading or temperature during service. In the absence of more reliable

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

information, healing may be assumed where the expected range of strain in the reinforcement, assuming cracked properties, at a section under service conditions is less than $150 \cdot 10^{-6}$.

NOTE If self-healing is unlikely to occur, any crack which passes through the full thickness of the section can lead to leakage, regardless of the crack width.

(6) Design of members that are subjected to tensile stresses due to the restraint of shrinkage or thermal movements should account for these effects according to Annex D.

NOTE Annex D gives information on the evaluation of early-age and long-term cracking due to restraint.

(7) Acceptance criteria for water retaining structures may include maximum level of leakage. The leakage rate q may be approximately estimated on the basis of an equivalent crack width under the assumption of a laminar flow given by:

$$q = w_{\mathrm{k,cal,e}}{}^3 \cdot \Delta p \cdot l_{\mathrm{w,p}} / (96\, h \cdot \eta) \tag{H.1}$$

where the equivalent crack width is

$$w_{\mathrm{k,cal,e}} = \sqrt[3]{\frac{2 w_{\mathrm{k,cal,1}}^2 \cdot w_{\mathrm{k,cal,2}}^2}{w_{\mathrm{k,cal,1}} + w_{\mathrm{k,cal,2}}}} \tag{H.2}$$

Δp is the pressure difference [N/m^2];

$l_{\mathrm{w,p}}$ is the length of the passing crack [m];

η is dynamic viscosity ($\eta = 1{,}3 \cdot 10^{-3}$ Ns/m^2 for water);

h is depth of the cross section [m].

$w_{\mathrm{k,cal,1}}$ and $w_{\mathrm{k,cal,2}}$ are the crack widths on the two surfaces calculated for the nominal concrete cover.

NOTE As the leakage rate depends on the crack width, which exhibits a large scatter both in itself as well as in the actual cracking pattern which will form in a real structure, real values of leakage will deviate from the calculated values.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex I
(informative)

Assessment of Existing Structures

I.1 Use of this annex

(1) This informative annex supplements provisions in this Eurocode for the assessment of existing structures in plain, reinforced and prestressed concrete. Annex I covers also the assessment of the retained parts of existing concrete structures, that are being modified, extended, strengthened or retrofitted, in case of projects where new structural members are to be combined with retained parts of existing concrete structures.

I.2 Scope and field of application

(2) This informative annex covers:

— additional rules for materials and system not defined in Clause 5 (e.g. plain bars);

— additional rules for assessing existing structures where detailing does not comply

— with the provisions in Clauses 11 and 12;

— additional rules for anchorage of plain bars;

— considerations for deterioration of existing structures.

I.3 General

NOTE Unless noted otherwise, in Annex I all section/sub-section numbers and titles are similar as the relevant of the main part of this Eurocode. The prefix 'I' is added to clauses numbers to distinguish content that pertain to assessment of existing concrete structures. Annex I contains only sections/subsections of the main part of this Eurocode that include specific clauses for the assessment of existing concrete structures.

(1) All clauses of this Eurocode are generally applicable to the assessment of existing concrete structures, unless substituted by the provisions given in Annex I.

(2) Annex I does not provide predictive methods for estimating deterioration rates associated with the various deterioration mechanisms for concrete structures. These should be undertaken using methods specified by the relevant authority or, where not specified, as agreed for a specific assessment by the relevant parties.

(3) Design values determined in accordance with this Eurocode may be interpreted as assessment values for the purpose of Annex I.

(4) The following assumptions apply for the assessment of existing concrete structures:

— Reasonable skill and care appropriate to the circumstances is exercised in the assessment, based on the knowledge and good practice generally available at the time the structure is assessed.

— The assessment of the structure is made by appropriately qualified and experienced personnel.

— Adequate supervision and quality control is provided during the assessment process.

— The structure will be used and maintained in accordance with the assessment assumptions.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.4 Basis of assessment

I.4.1 General rules

I.4.1.1 Basic requirements

(1) For details not fulfilling the requirements of this Eurocode, the consequence for the structural safety should be identified. In these cases, assessment based on adequate models and testing (in accordance with prEN 1990) may be used.

I.4.1.2 Effects to be considered in the assessment of deteriorated structures

(1) In case of concrete structures affected by deterioration, where applicable the assessment should take into account the following effects:

— reduced concrete section due to delamination and spalling;

— reduction of cross sectional area and ductility of the reinforcement;

— stress concentration due to localized corrosion (e.g. prestressing steel);

— stress corrosion (e.g. prestressing steel);

— reduced concrete-steel bond;

— loss of mechanical properties of concrete (e.g. sulphate attack, *AAR* and *DEF*, frost attack, leaching and acid attack);

— cracking or expansion of concrete (swelling due to *AAR* and *DEF*).

NOTE 1 The most common deterioration mechanisms which can affect concrete structures are:

— reinforcement corrosion;

— external sulphate attack;

— Alkali-Aggregate Reaction (*AAR*) and other expansive reactions (e.g. Delayed Ettringite Formation, *DEF*);

— frost attack;

— leaching and acid attack.

NOTE 2 Formulae given in this Eurocode can be invalid in case of deterioration (e.g. Young modulus of concrete in case of AAR, steel ductility in case of pitting corrosion).

NOTE 3 Pitting corrosion due to chlorides is often not accompanied by other types of corrosion and hence it can be hardly detected by visual inspection of the structural member surface.

NOTE 4 Some older quenched and tempered steel and bars can have a lower toughness and a higher risk for stress corrosion.

NOTE 5 The effect of corrosion influences also model uncertainties and, hence, the resistance models.

I.4.2 Verification by the partial factor method

I.4.2.1 Partial factors for assessment

(1) In the absence of tests made on the existing structures to assess the mechanical characteristics of materials, the partial factors for materials given in Table 4.3(NDP) should be used for assessment.

(2) If tests are made on the existing structure to assess the mechanical characteristics of materials, the partial factors for materials given in Table 4.3(NDP) may be adjusted according to Annex A by using the actual mean values and coefficients of variation derived by tests, unless the coefficient of variation of

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

concrete core strength $V_{\mathrm{fc,is}}$ is greater than $V_{\mathrm{fc,is,lim}}$, in which case the partial factors for concrete should be adjusted according to Annex A by using the actual mean values and coefficients of variation derived by tests. The results of tests undertaken during the construction may also be used for this purpose. $V_{\mathrm{fc,is,lim}}$ is a parameter which depends on the number of test results according to Table I.1(NDP).

NOTE 1 The values of $V_{\mathrm{fc,is,lim}}$ given in Table I.1(NDP) apply unless a National Annex gives different values.

NOTE 2 Information from test results can be combined with prior information if available.

Table I.1 (NDP) — Values of $V_{\mathrm{fc,is,lim}}$ as function of the number of sample n

n	8	10	12	16	20	30	∞
$V_{\mathrm{fc,is,lim}}$	0,13	0,15	0,17	0,20	0,21	0,23	0,29

I.5 Materials

I.5.1 General

(1) For materials not meeting the requirements of normative documents included in Clause 2, the mechanical characteristics to be used according to this Eurocode, should be derived from tests and/or design and construction records and the use of the provisions in this Eurocode or of alternative approaches present in technical and scientific literature should be justified.

(2) Testing of materials should be undertaken in accordance with normative documents included in Clause 2. If such tests cannot be performed, alternative test methods may be used when specified by the relevant authority or, where not specified, agreed for a specific assessment by the relevant parties. The effect of the alternative test method should be taken into account when deriving the mechanical characteristics to be used according to this Eurocode.

I.5.2 Concrete

I.5.2.1 General

(1) EN 13791:2019, Clause 8 should be used for the determination of the characteristic value $f_{\mathrm{ck,is}}$ in-situ compressive strength of concrete cores.

(2) The investigation of concrete should aim mainly to determine the compressive strength in specific areas of the structure. If deterioration does not significantly influence the other mechanical properties (e.g. modulus of elasticity, tensile strength), these may be determined indirectly based on the compressive strength, by using the formulae included in 5.1, if no specific investigation is conducted.

(3) If f_{ck} is assessed by using in-situ testing, this may be estimated from $f_{\mathrm{ck,is}}$ according to Formula (I.1):

$$f_{\mathrm{ck}} = \frac{f_{\mathrm{ck,is}}}{k_{\mu\mathrm{fc}}} \tag{I.1}$$

where the values of $k_{\mu\mathrm{fc}}$ are given in Table I.2(NDP).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table I.2(NDP) — Parameter $k_{\mu fc}$ considering the representativeness of the in-situ compressive concrete strength assessed according to EN 13791:2019, Clause 8 in Formula (I.1)

Regions and conditions of the structural member where the cores are extracted[a]	$k_{\mu fc}$
a) Cores extracted only from the bottom parts of the concrete masses during casting (lower 70 % of the depth of concrete during casting) not necessarily representing the governing region for the verification	0,95
b) Cores extracted from different regions representing all conditions in the structural member, but not necessarily representing the governing region for the verification	0,90
c) Cores extracted from the region governing for the verification	0,85
NOTE The parameters given in Table I.2(NDP) apply unless a National Annex gives different values.	
[a] The in-situ concrete compressive strength can exhibit significant variations depending on the location (strength typically smaller in the upper part of the element during casting)	

(4) If D_{lower} and/or D_{upper} are not known, they may be replaced by $D_{\max}$. $D_{\max}$ may be assessed by testing on the existing structure and or by using original design and construction records.

I.5.2.2 Assessment assumptions

(1) When the concrete strength is assessed in an existing structure, the factor k_{tc} in 5.1.6(1) shall take into account the effects of stress level and duration of loading.

NOTE The following value of k_{tc} applies unless a National Annex gives different values:

— $k_{\text{tc}} = 0{,}85$ in case the effect of the permanent action (and/or variable actions of duration > 1 hour) represents 100 % of the total effect at assessment level;

— $k_{\text{tc}} = 1{,}00$ when the effect of rapid variable actions (actions of duration < 1 hour) represents at least 20 % of the total effect at assessment level;

for intermediate cases (effect of rapid actions between 0 % and 20 % of the total load effect at design level), k_{tc} is determined by linear interpolation between 0,85 and 1,00.

I.5.3 Reinforcing steel

(1) Where the characteristic values of the properties of reinforcing steel are assessed from testing, the number, location and size of the test specimens should be selected to be representative of the elements being assessed. In this case, the properties of reinforcing steel should be tested in accordance with EN ISO 15630 (all parts). Shorter samples may be tested if:

— the test results give no grounds for justified doubts;

— no signs of deterioration are discerned;

— the ultimate resistance is not sensitive to length of specimens.

NOTE 1 The strengths of different size and types of steel component can have significantly different probability distributions.

NOTE 2 As it is not usually known which reinforcing steel originates from a single batch, there can be a need to investigate the possibility of multiple batches being used within the location being assessed. This would involve a larger number of specimens being tested and some engineering judgement to be used regarding the data analysis and the scope of application of the resulting strengths.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

NOTE 3 Information from test results can be combined with prior information if available.

(2) Where the characteristic value of the properties of reinforcing steel is calculated based on sample testing, the characteristic value X_k should be determined as given in Formula (I.2):

$$X_k = e^{(m_X - k_n \cdot s_X)} \tag{I.2}$$

where

$$m_X = \frac{1}{n}\sum \ln x_i \tag{I.3}$$

the value of $k_n$may be taken from Tables I.3 and I.4 for 5 % and 10 % characteristic value respectively.

For the evaluation of s_X and when using Tables I.3 and I.4, one of two cases should be considered:

— **Case 1:** The row 'V_X known' should be used if the coefficient of variation V_X, or a realistic upper bound of it, is known from prior knowledge; in this case s_X should be taken from Formula (I.4):

$$s_X = \sqrt{\ln(V_X^2 + 1)} \tag{I.4}$$

NOTE 4 Prior knowledge might come from the evaluation of previous tests in comparable situations. Engineering judgment may be used to determine what can be considered as 'comparable'.

— **Case 2:** The row 'V_X unknown' should be used if the coefficient of variation V_X is not known from prior knowledge and so needs to be estimated from the sample; in this case s_X and V_X should be taken from Formulae (I.5) and (I.6), respectively:

$$s_X = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum (\ln x_i - m_x)^2} \tag{I.5}$$

$$V_X = \frac{s_X}{m_X} \tag{I.6}$$

Table I.3 — Values of k_n for the 5 % characteristic value

N	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	30	∞
V_X Known	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,70	1,68	1,67	1,64
$V_X$unknown	–	–	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,82	1,76	1,73	1,64

Table I.4 — Values of k_n for the 10 % characteristic value

n	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	30	∞
V_X known	1,81	1,57	1,48	1,43	1,40	1,38	1,36	1,34	1,32	1,31	1,30	1,28
V_X unknown	–	–	2,18	1,83	1,68	1,59	1,50	1,45	1,39	1,36	1,33	1,64

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) If sufficient information is available, the mechanical characteristics of ribbed bars may be determined based on marking on the bar surface.

I.5.4 Prestressing steel

(1) I.5.3 applies also for prestressing steel.

I.6 Durability - Minimum cover for bond

(1) If the actual cover is less than $c_{\mathrm{min,b}}$ the effect on the anchorage and lap length may be determined according to I.11.4.1.

NOTE The actual cover to evaluate the anchorage and lap length can be assessed by using original design and construction records and/or testing on the existing structure.

(2) $c_{\mathrm{min,b}}$ for square section plain bars should be taken equal to $\phi_{\mathrm{sq,eq}}$ defined in I.11.4.1.

I.7 Structural analysis

I.7.1 Methods of analysis

I.7.1.1 General

(1) When linear analysis with limited redistribution, plastic analysis or non-linear analysis is performed, the effect of reduced ductility of deteriorated concrete and reinforcement should be taken into account.

I.7.1.2 Linear elastic analysis with limited redistribution

(1) In addition to 7.3.2, linear elastic analysis with limited redistribution under the ultimate limit state may be carried out if shear forces and support reactions used in assessment are taken as the greater of those calculated either prior to, or after redistribution.

I.7.2 Prestressed members and structures

I.7.2.1 General

(1) When tendon corrosion is encountered in the assessment, the normal rules for prestressed concrete should be modified by taking into account the following:

a) Strands, wires or bars which have suffered sectional loss that has resulted in them being unable to sustain their prestress force should be considered ineffective at that section. The strength of a section at the ultimate limit state should be based on the remaining cross sectional area of the effective strands, wires or bars only.

b) Bonded post-tensioning tendons which are ineffective locally can re-anchor and become fully effective elsewhere. Such tendons should be considered in the assessment only if the quality of grouting in the ducts allows anchorage of the design strength of the prestressing steel.

c) Where there is evidence of extensive inadequate grouting, the possible re-anchorage of tendons should not be considered in the assessment without further investigation. If the grouting is too poor to allow re-anchorage of tendons, the member should be treated as unbonded and assessed accordingly.

d) The reduction of ductility due to corrosion should be taken into account.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

I.7.2.2 Prestressing force

(1) The maximum prestressing force assumed to be applied should be derived from the original design and construction records or, if not available from documented information for the applied prestressing system valid at the time of construction. If the prestressing level is not known, the effect of variation in the prestressing force should be subject to sensitivity analysis. The actual prestressing force may be measured by in-situ testing.

I.8 Ultimate Limit States (ULS)

I.8.1 General

(1) The section properties used to assess section resistance of deteriorated structures should be consistent with those used in the analysis where relevant.

(2) The following should be considered as possible consequences of reinforcement corrosion, causing cracking and spalling of concrete cover, on cross sectional dimensions:

— for corrosion penetration depth $P_x \geq 0{,}2/0{,}4$ mm, a reduced concrete section may be considered due to spalling ignoring the cover depth around the corroded bars;

— for low/medium P_x (i.e. $P_x < 0{,}2/0{,}4$ mm), it may be assumed that the complete concrete section contributes to the resistance with a reduced compressive strength of concrete due to cracking.

NOTE 1 For the definition of corrosion penetration depth P_x see I.3.1.

NOTE 2 Concrete spalling does not only depend on the level of corrosion but also on the ratio of longitudinal and transverse reinforcement, diameter of the bars, etc.

(3) The following should be considered as possible consequences of corrosion on ordinary reinforcement:

— for compressed ordinary reinforcement, a reduced reinforcement strength should be considered due to possible bar buckling before the maximum load is reached, if stirrups are heavily corroded (relevant P_x or pits);

— in shear the possibility of premature failure of stirrups due to pitting corrosion should be considered;

— for $P_x \geq 0{,}2 \div 0{,}4$ mm and/or pitting corrosion:

  — a reduction of elongation at maximum stress can be expected and should be considered for the verifications at ULS;

  — a concentration of the active stress at pits should be considered;

— low/medium P_x (i.e. $P_x < 0{,}2 \div 0{,}4$ mm) may be assumed not to affect the stress-strain deformation relationships of ordinary reinforcement.

I.8.2 Bending with or without axial force

(1) Where aspects of detailing are present that do not comply with the provisions of this Eurocode the effects on the resistance should be assessed.

NOTE In addition to the effects on bond, low concrete cover can be relevant for other effects such as buckling of bars in compression.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.8.3 Shear

I.8.3.1 Detailed verification of members not requiring design shear reinforcement

(1) As an alternative to 8.2.2(2) to (5), the design value of the shear stress resistance of members without shear reinforcement may be calculated as follows:

$$\tau_{\mathrm{Rd,c}} = \frac{0{,}33}{\gamma_{\mathrm{V}}} \cdot \frac{\gamma_{\mathrm{def}}^{2/3}}{\gamma_{\mathrm{v}}^{2}} \cdot \frac{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}}{1 + 24\gamma_{\mathrm{def}} \cdot \varepsilon_{\mathrm{v}} \cdot \frac{d}{d_{\mathrm{dg}}}} \tag{I.7}$$

where

ε_{v} is the strain in the longitudinal reinforcement according to (2) which considers implicitly all effects covered by 8.2.2(3) to (4);

γ_{def} is a partial safety factor which covers the uncertainties related to the calculation of the deformation.

NOTE $\gamma_{\mathrm{def}} = 1{,}33$ unless a National Annex gives a different value.

The shear stress resistance τ_{Rd} shall be not smaller than the design value of the shear stress τ_{Ed} calculated according to 8.2.1(3) for a cross section defined with the principles of 8.2.2(1), but located not closer than $d/2$ from a support, a concentrated load or a discontinuity.

(2) The strain in the longitudinal tensile reinforcement ε_{v} at control section should be calculated according to the assumptions of 8.1.1 where a non-linear analysis of the structure may be performed. For planar members, it refers to the principal direction of the shear force according to 8.2.1(5) and may be averaged over the same width defined in 8.2.1(6).

(3) For linear members with an effective depth $d > 500$ mm, the approach described in (1) and (2) should be used instead of the method of 8.2.2 or, alternatively, the resistances according to Formula (8.16) should be multiplied with following coefficient:

$$k_{\mathrm{vd}} = 1{,}35\left(100\rho_{\mathrm{l}}\frac{d_{\mathrm{dg}}}{d}\right)^{1/10} \leq 1{,}0 \tag{I.8}$$

I.8.3.2 Detailed verification of members requiring design shear reinforcement

(1) The assessment of members requiring design shear reinforcement may be conducted stepwise as follows:

i. with the simplified method according to 8.2.3(1) to (5) without explicit calculation of strains;

ii. with the refined method according to 8.2.3(6) with explicit calculation of strains;

iii. according to Annex G where the strain compatibility is accounted for;

iv. with a refined nonlinear analysis according to 7.3.4.

(2) For members with shear reinforcement of ductility class B or C not complying with the requirement of minimum reinforcement ratio $\rho_{\mathrm{w,min}}$ according to 12.2(4) (e.g. designed according to previous standards or for cases where the actual f_{ck} is higher than assumed during the design), the shear resistance may be calculated according to:

$$\tau_{\mathrm{Rd}} = \tau_{\mathrm{Rd,c}} + \frac{\rho_w}{\rho_{\mathrm{w,min}}}\left(\tau_{\mathrm{Rd,w}} - \tau_{\mathrm{Rd,c}}\right) \geq \tau_{\mathrm{Rd,c}} \tag{I.9}$$

where $\tau_{\mathrm{Rd,w}}$ is the shear resistance calculated according to 8.2.3 of the member with $\rho_{\mathrm{w}} = \rho_{\mathrm{w,min}}$.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(3) For members not complying with the requirement of maximum longitudinal spacing s of shear reinforcement according to Table 12.1, unless more refined models are used, the shear resistance $\tau_{\mathrm{Rd,sy}}$ according to Formula (8.27) should be multiplied with coefficient k_{ns} and the stress in the compression field σ_{cd} according to Formula (8.29) should be divided by coefficient k_{ns} which can be calculated as follows:

$$k_{\mathrm{ns}} = 1 - \frac{s}{z\cot\theta} \tag{I.10}$$

(4) If the transverse spacing of shear legs in an existing member is larger than the maximum value given in 12.3.1 and 12.4.1 for beams and slabs respectively, and if both 8.2.1(1)(i) and 8.2.1(1)(ii) are not fulfilled, the shear resistance should be evaluated by considering the value for the width of the cross section b_{w} given in formula (I.11) unless more refined models that consider the existing shear legs are used to evaluate shear resistance.

$$b_{\mathrm{w}} = \sum_{i=1}^{n} b_{\mathrm{w,i}} \tag{I.11}$$

where

n is the number of legs in the cross section;

$$b_{w,i} = b_{w,i-1} + b_{w,i+1} \tag{I.12}$$

$$b_{w,i-1} \leq \begin{cases} \dfrac{b_{i-1}}{2} \\ \dfrac{mtssl}{2} \end{cases} \tag{I.13}$$

$$b_{w,i+1} \leq \begin{cases} \dfrac{b_{i+1}}{2} \\ \dfrac{mtssl}{2} \end{cases} \tag{I.14}$$

mtssl is the maximum value of the transverse spacing of shear legs given in in 12.3.1 and 12.4.1 for beams and slabs respectively;

$b_{\mathrm{w,i-1}}$ and $b_{\mathrm{w,i+1}}$ are defined in Figure I.1.

a) edge leg b) interior leg

Figure I.1 — Definition of $b_{\mathrm{w,i}}$ (beam/slab cross section)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(5) The favourable effect of the presence of compression flanges may be accounted for by determining the location of the governing control section considering an additional distance c_f with respect to concentrated loads of reaction forces acting on compression flanges as shown in Figure I.2:

$$c_f = 3t_f \sqrt{\frac{A_f}{A_w}} \tag{I.15}$$

where $A_f = \min\{b_f \cdot t_f; 6t_f{}^2\}$ and $A_w = \min\{b_w \cdot z; 8b_w{}^2\}$.

Key

1 control section

Figure I.2 — Location of control section in presence of compression flanges

I.8.3.3 Shear at interfaces

(1) In the parts of a composite slab where the spacing between interface reinforcement in the shear transfer direction does not fulfil 8.2.6(9), the interface reinforcement should be considered in interface shear verifications only for the parts of the slab (in the shear transfer direction) that have length, for each reinforcing bar crossing the interface, equal to $1{,}25h \leq 150$ mm per each side (in the shear transfer direction) of the bar, unless more refined models that consider the existing interface reinforcement are used to evaluate shear resistance at the interface.

(2) In the parts of a composite slab where the spacing between interface reinforcement perpendicular to the shear transfer direction does not fulfil 8.2.6(9), the interface reinforcement should be considered in shear at interface verifications only for that part of the slab that has a width, for each reinforcing bar crossing the interface, equal to $2{,}5h \leq 375$ mm ($\leq$ the distance from the edge for an edge bar) per each side of the bar, unless more refined models that consider the existing interface reinforcement are used to evaluate shear resistance at interface.

I.8.4 Torsion and combined actions

(1) Unless more refined methods of analysis are used, stirrups having spacing larger than the minimum of $u/8$, $b \cdot h$, shall not be considered in the evaluation of torsional resistance.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

I.8.5 Detailed verification of punching

I.8.5.1 Punching shear resistance of slabs without shear reinforcement

(1) The favourable effect of compressive membrane action around internal columns without significant openings, inserts or slab edges at a distance less than $5d_v$ from the control perimeter $b_{0,5}$, may be considered by multiplying parameter a_p in Formula (8.73) by the following enhancement factor:

$$\eta_{pm} = \left(\frac{h}{d}\right)^{1/2} \cdot \left(1{,}2\frac{\sqrt{f_{ck}}}{\rho_l \cdot f_{yk}}\right)^{1/4} \geq 1 \tag{I.16}$$

(2) As an alternative to 8.4.3, the design punching shear stress resistance τ_{Rd} of slabs without shear reinforcement to be compared with τ_{Ed} according to 8.4.2(6) or (7) may be calculated as follows:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0{,}75}{\gamma_v} \cdot \frac{\gamma_{def}^{2/3}}{\gamma_v^2} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1 + 15\gamma_{def} \cdot \psi \cdot \frac{d_v}{d_{dg}}} \tag{I.17}$$

where

ψ in radians is the maximum rotation of the slab around the supported area according to (3) which considers explicitly all effects covered by 8.4.3(2) to (5).

NOTE For γ_{def} see I.8.3.1(1).

(3) The rotation ψ may be calculated on the basis of a non-linear analysis of the structure and accounting for cracking, tension-stiffening effects, yielding of the reinforcement, membrane action and any other non-linear effects relevant for providing an accurate assessment of the structure. The governing value of ψ is the maximum relative rotation between centre of the supported area and a distance $2d_v$ from the control perimeter.

I.8.5.2 Punching shear resistance of slabs with shear reinforcement

(1) For the calculation of design punching shear stress resistance of slabs with shear reinforcement according to 8.4.4(1), in case the strain-based approach described in (3) is used, coefficients η_c and η_s in Formula (8.89) may be calculated as:

$$\eta_c = 1{,}0 \tag{I.18}$$

and

$$\eta_s = \frac{E_s \cdot \psi}{7{,}5 \cdot f_{ywd}} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d_v}{\phi_w}\right) \leq 0{,}8 \tag{I.19}$$

where

ϕ_w is the diameter of the shear reinforcement;

f_{bd} is the design value of the average bond strength of the shear reinforcement and can be assumed as $f_{bd} = 3{,}0$ MPa for ribbed bars and 0 for plain bars.

(2) For slabs with shear reinforcement consisting of plain bars, the first term in Formula (8.91) ($d_v/150\phi_v$) should be disregarded.

(3) The punching shear resistance of slabs with shear reinforcement shall be limited to a maximum of:

$$\tau_{Rd,max} = k_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} \tag{I.20}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

where

$\tau_{\mathrm{Rd,c}}$ is calculated according to Formula (I.17) using rotation ψ due to the external actions or with the actions which correspond to $\tau_{\mathrm{Rd,max}}$ (in this case, an iteration is needed),

and

k_{sys} may be assumed as a function of η_{sys} according to 8.4.4(3):

$$k_{\mathrm{sys}} = \eta_{\mathrm{sys}}^{5/3} \tag{I.21}$$

(4) The verification for punching outside the shear reinforced zone, in case the strain-based approach described in (3) is used, may be conducted alternatively to 8.4.4(4) in a similar manner as slabs without shear reinforcement by considering the shear resistant effective depth $d_{\mathrm{v,out}}$ and the outer control perimeter defined in 8.4.4(4).

I.8.5.3 Verification of punching in slabs with shear reinforcement not complying with the detailing rules of Clause 12

(1) The maximum punching shear resistance of slabs with shear reinforcement not complying with the requirements of 12.5.1 may be calculated according to 8.4.4(3) with following modifications:

— if the distance s_0 between the column edge and the first reinforcement unit is smaller than the lower limit according to Figure 12.8: the distance s_1 instead of s_0 should be used in Formula (8.93),

— if the distance s_0 between the column edge and the first reinforcement unit is larger than the upper limit according to Figure 12.8: Formula (8.93) is applicable

— if the shear reinforcement doesn't enclose at least the 3rd layer of longitudinal reinforcement according to Figure 12.7, coefficient 1,15 in Formula (8.93) should be replaced by 0,85.

I.9 Serviceability Limit States (SLS)

I.9.1 General

(1) Assessment of serviceability limit states by calculation according to Clause 9 should be performed when:

(i) investigating existing serviceability problems;

(ii) the assessment of structural safety relies on particular serviceability criteria being satisfied;

(iii) required by I.9(2).

In the other cases the serviceability limit state verifications may be performed using site-based observations and/or measurements.

(2) If the target value for reliability index β for ultimate limit states is reduced to a value lower than that given in prEN 1990, the reinforcement and the concrete stresses at the characteristic combination of actions should be limited.

NOTE The limits on reinforcement and the concrete stresses at the characteristic combination of actions are given in Table I.7(NDP) unless a National Annex gives different values.

Table I.7 (NDP) — Limits on reinforcement and the concrete stresses at the characteristic combination of actions

$\sigma_{\mathrm{c}} \leq 0{,}6 f_{\mathrm{ck}}$	$\sigma_{\mathrm{s}} \leq 0{,}8 f_{\mathrm{yk}}$	$\sigma_{\mathrm{p}} \leq 0{,}8 f_{\mathrm{pk}}$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.9.2 Crack control

(1) For plain bars, Formula (9.19) shall not be applied and formula (I.22) may be used.

$$s_{\mathrm{r,m,cal}} = 2c + 0{,}56\frac{\phi}{\rho_{\mathrm{p,eff}}} \leq 1{,}3(h - x) \tag{I.22}$$

I.10 Fatigue

(1) Where there is a particular concern regarding the fatigue performance of the structure, the need for a fatigue verification should be specified by the relevant authority or, where not specified, agreed for a specific assessment by the relevant parties.

NOTE 1 Examples of particular concerns regarding the fatigue performance can include:

(i) fatigue-sensitive members where it is known that there is:

— welded reinforcement;

— corroded reinforcement;

— mechanically connected reinforcing bars;

— radius of curvature of bars smaller than the minimum values according to specifications;

— reduced cross sectional area and/or reduced bond area of bars which can cause stress concentrations.

(ii) inadequately restrained external tendons can vibrate excessively and be susceptible to fatigue failure.

NOTE 2 The influence of the surface quality of reinforcement (e.g. corrosion, notches) on the fatigue strength can be considered by taking into consideration the loading history and stress concentration arising from deterioration.

(2) When the rules of Annex E are used for the assessment of an existing structure, once corrosion has started the fatigue resistance may be determined by reducing the stress exponent in Tables E.1(NDP) and E.2(NDP) to $k_{\mathrm{f2}} = 5$ for straight and bent bars.

I.11 Detailing of reinforcement and post-tensioning tendons

I.11.1 General

(1) Provisions of Clause 11 apply also to plain bars, unless Annex I gives different provisions.

NOTE Annex I gives further information to plain bars.

I.11.2 Spacing of bars

(1) For the calculation of anchorage and lap length, if the clear distance c_{s} (horizontal and vertical) between individual parallel bars is lower than $D_{\mathrm{upper}} + 5\mathrm{mm}$, the bars should be considered as arranged in bundles.

NOTE The actual $c_{\mathrm{s}}$to evaluate the anchorage and lap length can be assessed by using original design and construction records and/or testing on the existing structure.

(2) For the calculation of anchorage and lap length, if the clear distance c_{s} is less than 2ϕ the effect on the anchorage and lap length may be determined according to I.11.4.1.

(3) 11.2(4) may be neglected in existing structures.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.11.3 Permissible bar diameter for bent bars

NOTE For bars that don't comply with EN 10080, the minimum mandrel diameter to satisfy 11.3(1) can be found in the national technical standards in force at the time of the original design.

I.11.4 Anchorage of reinforcing steel in tension and compression

I.11.4.1 Anchorage of straight bars

(1) The nominal cover, as defined by Figure 11.3c), may be assessed by using original design and construction records and/or updated based on testing on the existing structure.

(2) The minimum value of l_{bd} in Formula (11.2) and in 11.4.2(6) (i.e. 10ϕ) may be reduced to 5ϕ if visual inspections demonstrate that the area where anchorage develops is uncracked in the present condition.

(3) For plain straight bars with $\sigma_{\mathrm{sd}} \leq 300\mathrm{MPa}$, the design anchorage length l_{bd} may be taken from Formula (I.23):

$$\frac{l_{\mathrm{bd}}}{\phi} = (130\eta_1) \cdot \left(\frac{\gamma_{\mathrm{c}}}{1{,}5}\right)^{\frac{3}{2}\eta_2} \cdot \left(\frac{\sigma_{\mathrm{sd}}}{435}\right)^{\frac{5}{4}\eta_3} \cdot \left(\frac{25}{f_{\mathrm{ck}}}\right)^{\frac{2}{3}\eta_4} \cdot \left(\frac{1{,}5\phi}{c_{\mathrm{d}}}\right) \geq 10\phi \tag{I.23}$$

where

— the ratio $\frac{1{,}5\phi}{c_{\mathrm{d}}}$ should not be taken smaller than 0,5;

— η_1, η_2, η_3 and η_4 are coefficients that take account of the position of the bars during concreting and in particular:

  — $\eta_1 = \eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 1{,}0$ for bars in good bond conditions;

  — $\eta_1 = 3{,}1, \eta_2 = 1{,}6, \eta_3 = 0{,}9$ and $\eta_4 = 3/5$ in all other cases.

NOTE 1 For details on good bond conditions, see Figure 11.4.

NOTE 2 Some studies on small diameter (i.e. $\phi \leq 16$ mm) cold drawn plain reinforcement demonstrate that such bars have a much smoother surface and exhibit lower bond strengths attained at higher slips compared with hot rolled bars. Thus, the design anchorage length of small diameter cold drawn plain bars is longer than that evaluated by using Formula (I.23).

(4) All provisions for anchorage of plain bars may be used also for square section plain bars with parameter ϕ replaced by an equivalent diameter of the square bar $\phi_{\mathrm{sq,eq}}$ given by Formula (I.24):

$$\phi_{\mathrm{sq,eq}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_{\mathrm{sq}}} \tag{I.24}$$

where A_{sq} is the area of the square cross section of the plain bar.

(5) 11.4.2(5) and 11.4.2(6) shall not be applied to plain bars.

(6) 11.4.2(5) should not be applied to ribbed and indented bars if $c_{\mathrm{d}} < \phi$.

(7) If $c_{\mathrm{d}} < \phi$ all provisions for anchorage of ribbed, indented and plain bars may be used with parameter c_{d} replaced by ϕ and by increasing l_{bd} in Formulae (11.2) and (I.23) by a factor $k_{\mathrm{lbs,c}}$. $k_{\mathrm{lbs,c}}$ should be taken from Table I.8.

NOTE Edge and interior bars are defined in Figure 11.3c).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table I.8 — Parameter $k_{\mathrm{lbs,c}}$ for ℓ_{bd} when $c_{\mathrm{d}} < \phi$

Case	Position of bar	$c_{\mathrm{s}}/2$	c_{x}	c_{y}	$k_{\mathrm{lbs,c}}$
1	edge	$\geq \phi$	$\geq \phi$	$< \phi$	$\frac{1}{\left(0{,}5 + 0{,}5\frac{c_{\mathrm{y}}}{\phi}\right)}$
2[b]	edge	$< \phi$	$\geq \phi$	$< \phi$	
3	interior	$\geq \phi$	–	$< \phi$	
4[b]	interior	$< \phi$	–	$< \phi$	
5	edge	$\geq \phi$	$< \phi$	$\geq \phi$	$\frac{1}{\left(0{,}5 + 0{,}5\frac{c_{x}}{\phi}\right)}$
6[b]	edge	$< \phi$	$< \phi$	$\geq \phi$	
7[a]	edge	$\geq \phi$	$< \phi$	$< \phi$	$\frac{1}{\frac{c_{\mathrm{min,xy}}}{\phi}}$ if $\frac{1}{3} \leq \frac{c_{\mathrm{min,xy}}}{\phi} < 1$ $\frac{1}{\left(0{,}1 + 0{,}7\frac{c_{\mathrm{min,xy}}}{\phi}\right)}$ if $\frac{c_{\mathrm{min,xy}}}{\phi} < \frac{1}{3}$
8	interior	$< \phi$	–	$\geq \phi$	$\frac{1}{\left(0{,}5 + 0{,}5\frac{c_{\mathrm{s}}}{2\phi}\right)}$

[a] In case 7 $c_{\mathrm{min,xy}} = \min\left(c_{\mathrm{x}}; c_{\mathrm{y}}\right)$

[b] In cases 2, 4 and 6, bars having $c_{\mathrm{s}}/2 < \phi$ shall be considered as bundled.

(8) For ribbed bars having f_{R} lower than values $f_{\mathrm{R,min}}$ of Table C.1, l_{bd}, evaluated according to 11.4.2, should be increased depending on the actual f_{R}.

(9) The reduction in bond strength due to corrosion, where relevant, which highly depends on the confinement to the bar, concrete quality and environment, should be assessed and l_{bd} in Formulae (11.2) and (I.23) increased accordingly.

(10) For corroded reinforcement, in addition to (9), the effect on bond of concrete cover spalling should be considered and it may be taken into account by using the reduced cover thickness in Formulae (11.2) and (I.23).

(11) The effect of surface scaling on bond due to frost attack may be accounted for by use of the reduced cover in Formulae (11.2) and (I.23).

Residual bond capacity of ribbed bars not confined by links and of plain bars in freeze-thaw damaged concrete may be assessed using tensile strength measurements on cores taken from the affected structure. Concrete compressive strength f_{ck} in Formulae (11.2) and (I.23) may be substituted by residual characteristic compressive cylinder strength of concrete after freeze-thaw attack $f_{\mathrm{ck,ft}}$ given by Formula (I.25):

$$f_{\mathrm{ck,ft}} = 3{,}3 \cdot f_{\mathrm{ctk,is;0,05}}^{1,5} \tag{I.25}$$

where

$f_{\mathrm{ctk,is;0,05}}$ is the characteristic measured in-situ tensile strength of concrete (5 % fractile).

NOTE Bond strength of ribbed bars is not degraded as severely where bars are properly confined by secondary reinforcement.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

I.11.4.2 Anchorage of bars with bends and hooks

(1) For existing structures, the provisions of 11.4.4 for standard hook and bend anchorage in tension complying with Figure 11.6 should be substituted by the following.

The design value of the reinforcement stress at the cross section $\sigma_{\mathrm{sd}}^{'}$ to be anchored by bond over l_{bd} may be taken from Formula (I.26):

$$\sigma^{'}{}_{sd} = \sigma_{\mathrm{sd}} - \Delta\sigma_{\mathrm{sd}} \geq 0 \tag{I.26}$$

where

$$\Delta\sigma_{\mathrm{sd}} = 38 \cdot \delta_1 \cdot \left(\frac{\gamma_{\mathrm{c}}}{1{,}5}\right)^{-\delta_2} \cdot \left(\frac{f_{\mathrm{ck}}}{25}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{c_{\mathrm{d}}}{\phi}\right)^{\frac{1}{4}} \tag{I.27}$$

the ratio $\frac{c_{\mathrm{d}}}{\phi}$ should be limited to 3,0;

δ_1 and δ_2 are coefficients that take account of the position of the bars during concreting and in particular:

— $\delta_1 = \delta_2 = 1{,}0$ for bars in good bond conditions;

— in all other cases:

$\delta_1 = 0{,}8$ and $\delta_2 = 1{,}0$ for ribbed and indented bars;

$\delta_1 = 0{,}3$ and $\delta_2 = 2{,}0$ for plain bars.

Formulae (I.26) and (I.27) apply if:

— for ribbed bars:

$\frac{l_{\mathrm{bd}}}{\phi} \geq 5$ if the provision of I.11.4.1(2) is fulfilled;

$\frac{l_{\mathrm{bd}}}{\phi} \geq 10$ in all other cases;

— $\frac{l_{\mathrm{bd}}}{\phi} \geq 10$ for plain bars;

NOTE For the definition of good bond conditions, see 11.4.2(7).

I.11.5 Laps of reinforcing steel in tension and compression and mechanical couplers

(1) The minimum values of the design lap length given in Table 11.3 may be reduced to:

— 5ϕ for ribbed and indented bars if the laps are made with straight bars or with bends and hooks (tension only) and if the provision of I.11.4.1(2) is fulfilled;

— 10ϕ for plain bars if the laps are made with straight bars or with bends and hooks (tension only).

I.12 Detailing of members and particular rules - Minimum reinforcement rules

(1) For existing structures, the provisions of 12.2(5) may be ignored. However, for members having less longitudinal reinforcement than $A_{\mathrm{s,min}}$ given in 12.2 the consequence for the structural safety should be identified.

(2) If the provisions of 12.2(7) are not fulfilled, the reinforcement resistance should be evaluated by using the actual anchorage length.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex J
(informative)

Strengthening of Existing Concrete Structures with CFRP

J.1 Use of this annex

(1) Annex J contains rules for strengthening of existing structures assessed in accordance with this Eurocode comprising plain, reinforced, and/or prestressed normal weight concrete with Carbon Fibre Reinforced Polymer (CFRP) reinforcement adhesively bonded to the concrete surface.

NOTE 1 The reinforcement can be externally bonded to the surface (EBR) or near surface mounted in the concrete (NSM).

NOTE 2 The reinforcement material can be in the form of

— Prefabricated carbon FRP (CFRP) strips (EBR or NSM) or bars (NSM),

— In-situ lay-up carbon fibre (CF) sheets (EBR).

NOTE 3 National choice on the application of this Informative Annex is given in a National Annex. If a National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

J.2 Scope and field of application

(1) All clauses of this Eurocode apply unless specifically omitted or supplemented in Annex J.

NOTE For general aspects of existing structures, Annex I can be considered.

J.3 General

NOTE Unless noted otherwise, in Annex J all section/sub-section numbers and titles are similar as the relevant of the main part of this Eurocode. The prefix 'J' is added to subclauses/clauses numbers to distinguish content that pertain to strengthening of existing concrete structures with CFRP. Annex J contains only sections/subsections of the main part of this Eurocode that include specific clauses for the strengthening of existing concrete structures with CFRP.

J.4 Basis of design - Partial factors for materials

(1) Partial factors for ABR CFRP reinforcement γ_{f} and γ_{BA} shall be applied.

NOTE The values γ_{f} and γ_{BA} are those given in Table J.1(NDP) unless a National Annex gives different values.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table J.1(NDP) — Partial factors for ABR CFRP strengthening

Design situation	Tensile strength		Bond strength
	CFRP strips and bars	In-situ lay-up CF sheets	Failure in concrete or adhesive
Designation	γ_f		γ_{BA}
Persistent and transient	1,30	1,40	1,50
Accidental	1,05	1,10	1,20
Serviceability	1,00	1,00	1,00
Fatigue	1,30	1,40	1,30

J.5 Materials - Properties and related conditions

(1) Specified properties and related conditions of adhesively bonded CFRP reinforcement systems that are required for design to this Eurocode shall include at least:

For CFRP polymer:

— characteristic short-term tensile strength of the ABR CFRP f_{fuk}, determined in accordance with ISO 10406 (all parts);

— mean modulus of elasticity in longitudinal direction of adhesively bonded CFRP E_f, determined in accordance with ISO 10406 (all parts);

For adhesive:

— characteristic compressive strength of the adhesive f_{Ack} determined in accordance with EN 1504-4;

— characteristic tensile strength of the adhesive f_{Atk}, determined in accordance with EN 1504-4; which shall be $f_{Atk} \geq 14$ N/mm² for design to Annex J.

NOTE 1 Variations in material properties with temperature may occur. The producer should be informed of the maximum and minimum temperatures for the design life of the CFRP system, calculated in accordance with prEN 1991-4 for the application of the system to be used for execution.

NOTE 2 Variations in material properties with environmental conditions may occur. The producer should be informed of the environmental conditions that will be encountered through the design life of the CFRP for the application of the system to be used for execution.

NOTE 3 Variations in alkali resistance between CFRP systems may occur. The producer should be informed where exposure to an alkali -environment is probable through the design life of the CFRP.

(2) The value of design tensile strength of adhesively bonded CFRP reinforcement shall be taken as:

$$f_{fud} = \frac{\eta_f \cdot f_{fuk}}{\gamma_f} \tag{J.1}$$

where

η_f is a reduction factor applied to the tensile strength of the ABR CFRP reinforcement calculated in accordance with ISO 10406 (all parts) as appropriate.

(3) η_f may be taken as 0,7 unless more accurate information is available based on test data for the CFRP reinforcement.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(4) The strain corresponding to the short-term design strength, $\varepsilon_{\mathrm{fud}}$, shall be calculated according to the following Formula (J.2):

$$\varepsilon_{\mathrm{fud}} = \frac{f_{\mathrm{fud}}}{E_{\mathrm{f}}} \tag{J.2}$$

(5) The mean modulus of elasticity, E_{f}, of the CFRP reinforcement strips shall be in a range of 150 000 MPa to 230 000 MPa for design to Annex J.

(6) The elastic stiffness $E_{\mathrm{f}} \cdot A_{\mathrm{f}}$ per unit width for CFRP reinforcement sheets for design to this Annex J shall be limited to values from 20 N/mm to 400 N/mm, and the total CFRP cross section per unit width of CFRP reinforcement sheets in the total of all layers shall be between 100 mm²/m and 1 800 mm²/m.

(7) The design stress-strain diagram for CFRP reinforcement should be taken as in Figure J.1.

(8) ABR CFRP shall not be used for concrete where deterioration is present.

Key

x strain

y stress

Figure J.1 — Design stress- strain diagram for CFRP reinforcement

J.6 Durability - Environmental exposure conditions

(1) Without additional measures to protect the CFRP system and its adhesive, for the design life of the structure, strengthening with adhesively bonded CFRP reinforcement should only be applied in exposure classes X0, XC1 (dry), XC3, XC4, or XF1 in accordance with Table 6.1. In addition, ABR CFRP reinforcement should not be exposed to direct UV radiation (direct sun radiation or indirect sun from snow or water reflection) or alternating or permanent penetration of moisture. Thermal effects shall be considered from e.g. asphalt on a strengthened bridge deck.

J.7 Structural analysis

(1) Unless more rigorous analysis is undertaken, members strengthened with CFRP should not be analysed using linear elastic analysis with limited redistribution or plastic analysis.

(2) A member should be assessed against accidental loss of adhesively bonded CFRP reinforcement, including the following situations:

— The FRP should not be designed to withstand permanent action effects in a manner that the structure would not be able to withstand collapse without FRP, unless the following is addressed in design:
  — The ABR CFRP strengthening is detailed in a manner that protects it against damage from vandalism or accidental mechanical damage;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— Member collapse will not result in progressive collapse of the structure;

— Protection from fire damage is provided.

J.8 Ultimate limit states (ULS)

J.8.1 Bending with or without axial force

J.8.1.1 General

(1) When determining the ultimate moment resistance of reinforced or prestressed concrete cross sections strengthened in flexure with adhesively bonded CFRP reinforcement, the following assumptions in addition to 8.1.1(2) should be made:

— the compressive strength of ABR CFRP is ignored;

— the slip between CFRP reinforcement and the concrete substrate is neglected.

(2) The strain state of the existing reinforcement and concrete members being strengthened shall be determined prior to strengthening under the relevant effects of actions. Strains arising from additional action effects after strengthening should be superimposed to these when verifying the capacity of the strengthened member.

(3) Unless more rigorous analysis is undertaken, the provisions in this Eurocode should not be applied to concrete with $f_{\mathrm{ck}} \leq 12$ MPa or $f_{\mathrm{ck}} > 50$ MPa.

(4) Subject to the provisions of 8.1 and J.11 being satisfied, the tension contribution of the adhesively bonded CFRP should be included in calculation of ultimate moment resistance using the limiting strain distribution shown in 8.1.1(6) where the strain limit in the ABR CFRP is limited by the bond capacity determined in J.11.

J.8.1.2 Concrete columns confined with fully wrapped CFRP

(1) The confining effect provided by adhesively bonded CFRP may be considered in design of axially-loaded members under the following conditions, where:

— the characteristic concrete strength f_{ck} is less than 50 MPa;

— the diameter of a circular column, D, or effective diameter of a rectangular or square column, D_{eq} is greater than 150 mm;

— the first order eccentricity satisfies the condition $\frac{e_0}{D_{\mathrm{eq}}} \leq 0{,}25$;

— the slenderness of satisfies the condition $l_0/D_{\mathrm{eq}} \leq 40$;

— the corner radius for rectangular cross sections is $r_{\mathrm{c}} \geq 20$ mm;

— $t_{\mathrm{f.eff}} = n_{\mathrm{f}}^{a_{\mathrm{f}}} \cdot t_{\mathrm{f}}$, with $a_{\mathrm{f}} = 0{,}85$ for $n_{\mathrm{f}} > 3$, or 1 otherwise.

The increase in compressive strength from FRP confinement shall be considered in determining slenderness effects.

(2) The increase in compressive strength of concrete Δf_{cd} in columns resulting from confinement using FRP may be calculated as follows:

For circular columns:

$$\Delta f_{\mathrm{cd}} = 0 \qquad \text{for } \frac{2t_{\mathrm{f,eff}} \cdot f_{\mathrm{fud}}}{D \cdot f_{\mathrm{cd}}} < 0{,}07 \tag{J.3}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\Delta f_{\mathrm{cd}} = 3{,}3 \cdot \frac{2 \cdot t_{\mathrm{f}}}{D} \cdot k_{\mathrm{r}} \cdot f_{\mathrm{fud}} \qquad \text{for } \frac{2t_{\mathrm{f,eff}} \cdot k_{\mathrm{r}} \cdot f_{\mathrm{fud}}}{D \cdot f_{\mathrm{cd}}} \geq 0{,}07 \tag{J.4}$$

where D is the diameter of the circular column.

$$k_{\mathrm{r}} = \begin{cases} 0{,}5 \cdot \left(\frac{r_c}{50}\right) \cdot \left(2 - \frac{r_c}{50}\right) & \text{for } r_{\mathrm{c}} < 50 \text{ mm} \\ 0{,}5 & \text{for } r_{\mathrm{c}} \geq 50 \text{ mm} \end{cases} \tag{J.5}$$

$$r_{\mathrm{c}} = 0{,}5 \cdot D \tag{J.6}$$

For rectangular columns:

$$\Delta f_{\mathrm{cd}} = 0 \qquad \text{for } \left(\frac{\mathrm{b}}{\mathrm{h}}\right)^2 k_{\mathrm{e}} \frac{2t_{\mathrm{f,eff}} \cdot k_{\mathrm{r}} \cdot f_{\mathrm{fud}}}{D_{\mathrm{eq}} \cdot f_{\mathrm{cd}}} < 0{,}07 \tag{J.7}$$

$$\Delta f_{\mathrm{cd}} = 3{,}3 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^2 \cdot k_{\mathrm{e}} \cdot \frac{2t_{\mathrm{f}}}{D_{\mathrm{eq}}} \cdot k_{\mathrm{r}} \cdot f_{\mathrm{fud}} \qquad \text{for } \left(\frac{b}{h}\right)^2 k_{\mathrm{e}} \frac{2t_{\mathrm{f}} \cdot k_{\mathrm{r}} \cdot f_{\mathrm{fud}}}{D_{\mathrm{eq}} \cdot f_{\mathrm{cd}}} \geq 0{,}07 \tag{J.8}$$

where

$$D_{\mathrm{eq}} = \frac{2 \cdot b \cdot h}{b + h} \tag{J.9}$$

$$k_{\mathrm{e}} = 1 - \frac{(b - 2 \cdot r_{\mathrm{c}})^2 + (h - 2 \cdot r_{\mathrm{c}})^2}{3 \cdot b \cdot h} \tag{J.10}$$

Where helical wrapping is used on rectangular or square columns (see Figure J.2), the value of k_{e} calculated in Formula (J.10) should be factored by k_{h} in Formula (J.11), where geometrical parameters are defined in Figure J.2a) and b).

$$k_{\mathrm{h}} = \left(1 - \frac{(s_{\mathrm{f}} - b_{\mathrm{f}})}{2 \cdot b}\right) \cdot \left(1 - \frac{(s_{\mathrm{f}} - b_{\mathrm{f}})}{2 \cdot h}\right) \cdot \left(\frac{1}{1 + (\tan\beta_{\mathrm{f}})^2}\right) \tag{J.11}$$

(3) The confining effect of CFRP may be ignored in creep calculations for concrete columns.

a) cross sectional dimensions of rectangular column b) helical wrapping configuration

Figure J.2 — Configuration of CFRP wrapping

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

J.8.2 Shear

J.8.2.1 General verification procedure

(1) The shear resistance of a section strengthened with CFRP may be taken as:

$$V_{\mathrm{Rd,CFRP}} = V_{\mathrm{Rd}} + V_{\mathrm{Rd,f}} \leq \frac{\nu_{\mathrm{f_{cd}}}}{2} b_{\mathrm{w}} \cdot z \leq (0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{\mathrm{cd}}) \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot z \tag{J.12}$$

where

$$V_{\mathrm{Rd}} = \tau_{\mathrm{Rd}} \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot z \tag{J.13}$$

$$V_{\mathrm{Rd,f}} = \frac{A_{\mathrm{f}}}{s_{\mathrm{f}}} \cdot z_{\mathrm{f}} \cdot f_{\mathrm{fwd}} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha_{\mathrm{f}})\sin\alpha_{\mathrm{f}} \tag{J.14}$$

$$\frac{A_{\mathrm{f}}}{s_{\mathrm{f}}} = \begin{cases} \dfrac{2 \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot b_{\mathrm{f}}}{s_{\mathrm{f}}} & \text{for discreet CFRP strips} \\ 2 \cdot t_{\mathrm{f}} & \text{for CFRP sheets} \end{cases} \tag{J.15}$$

α_{f} is the angle formed between the CFRP system;

z_{f} is the height of CFRP crossed by the shear crack.

f_{fwd} is design shear strength of the CFRP system calculated in accordance with *J.8.2.2 and J.8.2.3*.

Unless more rigorous analysis is undertaken, θ should be taken as 45 degrees for the calculation of V_{Rd} and $V_{\mathrm{Rd,f}}$.

J.8.2.2 Fully Wrapped CFRP Systems

(1) The following may be used to determine the design shear strength of fully wrapped CFRP systems as defined in Figure J.3.

$$f_{\mathrm{fwd}} = 0{,}8 \cdot k_r \cdot f_{\mathrm{fud}} \tag{J.16}$$

where

f_{fud} should be determined using Formula (J.1) and $\mathrm{k_r}$ should be determined using Formula (J.5).

Figure J.3 — Illustration of fully wrapped CFRP system covered by this code

J.8.2.3 Open CFRP Systems

(1) The following may be used to determine the design shear strength of open CFRP systems as defined in Figure J.4.

Where the anchorage length into the compression zone of the member of all CFRP strips, l_{bf}, is less than $l_{\mathrm{bf,max,k}}$, f_{fwd} should be determined using the Formula (J.17), where θ and α_{f} are defined in Figure J.5.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$f_{\mathrm{fwd}} = \frac{2}{3}\frac{(n \cdot s_{\mathrm{f}}/[(\cot\theta + \cot\alpha_{\mathrm{f}})\sin\alpha_{\mathrm{f}}]}{l_{\mathrm{bf,max,k}}} f_{\mathrm{bfRd}} \tag{J.17}$$

Where the anchorage length into the compression zone of the member of some CFRP strips, l_{bf}, is less than $l_{\mathrm{bf,max,k}}$, f_{fwd} should be determined using Formula (J.18):

$$f_{\mathrm{fwd}} = \left[1 - \left(1 - \frac{2m \cdot s_{\mathrm{f}}}{3 \cdot l_{\mathrm{bf,max,k}}}\right)\frac{m}{n}\right] f_{\mathrm{bfRd}} \tag{J.18}$$

Where the parameters α_{f}, m and n are defined in Figure J.5 and f_{bfRd} shall be determined using 11.1.1.

(2) Formulae (J.17) and (J.18) may be applied with CFRP sheets by substituting s_{f} with $b_{\mathrm{f}}/\sin\alpha$.

Figure J.4 — Illustration of open CFRP shear strengthening systems covered by this code

Key

1 shear crack

a m stirrups with $l_{\mathrm{bl}} < l_{\mathrm{bl,k.max}}$

b n stirrups intersecting shear crack

Figure J.5 — Illustration of ABR CFRP stirrups intersecting shear crack

J.8.3 Punching

(1) This Eurocode does not apply for strengthening for punching shear with CFRP.

J.8.4 Design with strut-and-tie models and stress fields

(1) ABR CFRP systems may be used as tension reinforcing in ties according to the provisions of 8.5 and J.11 subject to strain compatibility being demonstrated.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

J.9 Serviceability limit stateS (SLS)

(1) Deflections of beams or slabs strengthened with CFRP may be estimated by ignoring the slip between the CFRP and concrete and transforming the area of CFRP to steel by taking account of the modular ratio. Pre-existing deflections shall be considered by using the appropriate provisions of prEN 1990.

J.10 Fatigue

J.10.1 Basic fatigue analysis for externally bonded CFRP systems

(1) A fatigue check for externally bonded CFRP systems may be omitted where the following condition is satisfied:

$$\Delta F_{\mathrm{fE,equ}} \leq \Delta F_{\mathrm{fRd,fat1}} = 0{,}25 \cdot f_{\mathrm{ctm,surf}}{}^{1/4} \cdot f_{\mathrm{bfRd}} \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \tag{J.19}$$

where

$\Delta F_{\mathrm{fRd,fat1}}$ is the basic fatigue resistance;

f_{fRd} is the limiting design strength of the bond in the area being considered calculated in accordance with J.11;

$f_{\mathrm{ctm,surf}}$ is defined by Formula (J.36);

$$\Delta F_{\mathrm{fE,equ}} = \max\{b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot \Delta f_{\mathrm{fEd,max}}, ; F_{\mathrm{fEd,cr}}\} \tag{J.20}$$

$\Delta f_{\mathrm{fEd,max}}$ is the maximum difference in CFRP stress under the relevant load combination between cracks (refer to Figure J.5) within the strengthened area. $F_{\mathrm{fEd,cr}}$ is the force in CFRP at first crack in the strengthened area.

J.10.2 Refined fatigue analysis for externally bonded CFRP systems

(1) If the condition in Formula (J.19) cannot be satisfied, the following condition shall be assessed under the frequent combination stated in Clause 10 according to:

$$\Delta F_{\mathrm{fEd,fat}} \leq \Delta F_{\mathrm{fRd,fat2}} = \alpha_{\mathrm{fat2}} \cdot \frac{\Delta F_{\mathrm{fk,B}}}{\gamma_{\mathrm{BA}}} \tag{J.21}$$

where

$\Delta F_{\mathrm{fEd,fat}}$ is the design force range due to forces at the crack edge, $\Delta F_{\mathrm{f,max}} - \Delta F_{\mathrm{f,min}}$, and;

$\Delta F_{\mathrm{f,min}}$ is the minimum value of $b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot \Delta f_{\mathrm{fEd}}$ under the relevant fatigue load combination specified in 10.2;

$\Delta F_{\mathrm{f,max}}$ is the maximum value of $b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot \Delta f_{\mathrm{fEd}}$ under the relevant fatigue load combination specified in 10.2.

The difference in CFRP tension stress between cracks Δf_{fEd} calculated according to Formula (J.22) is defined in Figure J.6.

$$\Delta f_{\mathrm{fEd}} = \frac{F_{\mathrm{fEd,b}} - F_{\mathrm{fEd,a}}}{b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}}} \tag{J.22}$$

where

$\Delta F_{\mathrm{fk,B}} = b_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot \Delta f_{\mathrm{fk,B}}$ and $\Delta f_{\mathrm{fk,B}}$ is calculated according to Formula (J.39);

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\alpha_{\text{fat2}} = -c_{\text{fat}} \cdot \frac{\Delta F_{\text{f,max}}}{\Delta F_{\text{fRd}}} + c_{\text{fat}} \tag{J.23}$$

$\Delta F_{\text{f,max}}$ is the maximum value of ΔF_{f} under the fatigue load combination according to 10.2;

$$c_{\text{fat}} = 0{,}35 \cdot \left(\frac{N^*}{2 \cdot 10^6}\right)^{-\frac{1}{k_{\text{f3}}}} \tag{J.24}$$

N^* the number of stress cycles;

$k_{\text{f3}} = 23{,}2$ for $N^* < 2 \cdot 10^6$;

$k_{\text{f3}} = 45{,}4$ for $N^* \geq 2 \cdot 10^6$.

J.10.3 Near surface mounted CFRP strips

(1) Near surface mounted strips that satisfy the following conditions under the frequent combination stated in Clause 10 may be deemed adequate in fatigue.

1. The number of stress cycles is less than $2 \cdot 10^6$;
2. The maximum force in the NSM CFRP system, taking the shift of the tension envelope into account, does not exceed $F_{\text{f,NSM,max}}$, where $F_{\text{f,NSM,max}}$ is calculated using Formula (J.25);
3. The strip stress range $\Delta\sigma_{\text{f}}$ complies with the provisions stated in Formula (J.26).

$$F_{\text{f,NSM,max}} = 0{,}6 \cdot f_{\text{bfRd}} \cdot b_{\text{f}} \cdot t_{\text{f}} \tag{J.25}$$

$$\Delta\sigma_{\text{f}} \leq \frac{500}{t_{\text{f}}} \tag{J.26}$$

where

$$\Delta\sigma_{\text{f}} = \frac{\Delta F_{\text{f,max}} - \Delta F_{\text{f,min}}}{b_{\text{f}} \cdot t_{\text{f}}} \tag{J.27}$$

J.11 Bond and anchorage of CFRP systems

J.11.1 Anchorage of ABR CFRP strengthening systems

J.11.1.1 Basic anchorage resistance — CFRP to concrete for EBR CFRP strengthening

J.11.1.1.1 General

(1) The required anchorage length of externally bonded CFRP reinforcement, calculated in accordance with J.11.1.1, should be curtailed as described in J.11.1.2.

J.11.1.1.2 Simplified method

(1) The following simplified method may be used to determine the anchorage resistance for externally bonded CFRP.

$$f_{\text{bfRd}} = \frac{0{,}17}{\gamma_{\text{BA}}} k_{\text{b}} \beta_1 \sqrt{\frac{2E_{\text{f}}}{t_{\text{f}}} f_{\text{cm}}^{2/3}} \tag{J.28}$$

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

where

$$k_{\mathrm{b}} = \sqrt{\frac{2 - b_{\mathrm{f}}/b}{1 + b_{\mathrm{f}}/b}} \tag{J.29}$$

$$\beta_1 = \begin{cases} \dfrac{l_{\mathrm{bf}}}{l_{\mathrm{bf,max,k}}}\left(2 - \dfrac{l_{\mathrm{bf}}}{l_{\mathrm{bf,max,k}}}\right) < 1 & \text{if } l_{\mathrm{bf}} < l_{\mathrm{bf,max,k}} \\ 1 & \text{if } l_{\mathrm{bf}} \geq l_{\mathrm{bf,max,k}} \end{cases} \tag{J.30}$$

$$l_{bf,\mathrm{max,k}} = \frac{1.5\pi}{k_{\mathrm{b}}}\sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{8 f_{\mathrm{cm}}^{2/3}}} \tag{J.31}$$

J.11.1.1.3 Refined method

(1) If more accurate data for the EBR CFRP reinforcement system is known based on production data, the following more refined analysis may be used to determine anchorage resistance. The design bond strength of the anchorage, of the EBR CFRP reinforcement system may be taken as the following:

$$f_{\mathrm{bfRd}} = \frac{\sqrt{\eta_{\mathrm{cc}} \cdot k_{\mathrm{tc}} \cdot k_{\mathrm{tt}}}}{\gamma_{\mathrm{BA}}} \cdot \begin{cases} f_{\mathrm{bfk,max}} \cdot \dfrac{l_{\mathrm{bf}}}{l_{\mathrm{bf,max}}}\left(2 - \dfrac{l_{\mathrm{bf}}}{l_{\mathrm{bf,max}}}\right) & \text{where } l_{\mathrm{bf}} < l_{\mathrm{bf,max}} \\ f_{\mathrm{bfk,max}} & \text{where } l_{\mathrm{bf}} \geq l_{\mathrm{bf,max}} \end{cases} \tag{J.32}$$

where

$$l_{\mathrm{bf,max}} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\sqrt{E_{\mathrm{f}} \cdot t_{\mathrm{f}} \cdot s_{\mathrm{f0k}}}}{\tau_{\mathrm{f1k}}} \tag{J.33}$$

$$f_{\mathrm{bfk,max}} = \sqrt{\frac{E_f \cdot \tau_{\mathrm{f1k}} \cdot s_{\mathrm{f0k}}}{t_{\mathrm{f}}}} \tag{J.34}$$

$$s_{\mathrm{f0k}} = 0{,}2 \cdot k_{\mathrm{sys,b2}} \tag{J.35}$$

$$\tau_{\mathrm{f1k}} = 0{,}37 \cdot k_{\mathrm{sys,b1}} \cdot \left(f_{\mathrm{cm}} \cdot f_{\mathrm{ctm,surf}}\right)^{0{,}5} \tag{J.36}$$

$$f_{\mathrm{ctm,surf}} = 0{,}7 \cdot f_{\mathrm{ctm}} \tag{J.37}$$

NOTE 1 The value of $k_{\mathrm{sys,b1}}$ can be taken as 1,0 unless the more accurate information is available based on production data of EBR CFRP sheets or strips.

NOTE 2 The value of $k_{\mathrm{sys,b2}}$ can be taken as 1,0 unless the more accurate information is available based on production data of EBR CFRP sheets or strips.

NOTE 3 The value of $f_{\mathrm{ctm,surf}}$ from Formula (J.37) can only be used where it cannot be obtained using EN 1542.

J.11.1.2 EBR CFRP anchorage requirements — flexure

J.11.1.2.1 General

(1) Anchorage of the strengthening system to the concrete surface of a member in flexure shall be provided to avoid the following failure mechanisms:

— End Anchorage as described in J.11.1.2.2;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

— Intermediate Crack Debonding as described in J.11.1.2.3;

— End Cover Separation as described in J.11.1.2.4;

— Shear Induced Crack Separation as described in J.11.1.2.5.

J.11.1.2.2 End anchorage

(1) The CFRP strengthening shall be anchored by an anchorage length beyond the section where the design resistance of the unstrengthened existing section is at least as great as the design effects resulting from the relevant limit state.

(2) Externally bonded CFRP reinforcement shall be curtailed according to one of the following conditions:

— where member strengthening is undertaken, the curtailment shall take account of a_l, calculated in accordance with 12.3.3;

— where local strengthening is undertaken, the CFRP strengthening should extend a distance $l_{bf} + h$ beyond the section where it is needed.

(3) The anchorage resistance f_{bfRd} shall be calculated using Formulae (J.28) or (J.32).

J.11.1.2.3 Intermediate crack debonding

(1) Where J.11.1.1.3 is used to determine the anchorage length of adhesively bonded CFRP, the capacity of the anchorage capacity between flexural cracks shall be sufficient to resist the difference in tensile forces in the system between cracks.

(2) Formula (J.38) may be used to determine the capacity of the CFRP strengthening system between adjacent flexural cracks.

(3) Formula (J.38) should not be applied where the strain in the CFRP exceeds 10 mm/m.

$$\Delta f_{fEd} \leq \Delta f_{fRd} \tag{J.38}$$

where

Δf_{fEd} is calculated according to Formula (J.22);

Δf_{fRd} is the bond resistance between adjacent cracks.

(4) Unless a more accurate analysis is undertaken, Δf_{fRd} and Δf_{fEd} should be calculated using the minimum crack spacing, $s_{cr,min}$, where $s_{cr,min} = 0{,}75 \cdot s_{cr,max}$ (see Figure J.6).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Key

1 $f_{fEd,a}$ in FRP at Crack A

2 $f_{fEd,b}$ in FRP at Crack B

3 FRP

4 Crack A

5 Crack B

Figure J.6 — CFRP Between Flexural Cracks

(5) The bond resistance between adjacent cracks, Δf_{fRd} may be determined using Formula (J.39) by taking account of the beneficial effects of bond friction, $\Delta f_{fk,F}$, and clamping from curvature of the beam, $\Delta f_{fk,C}$, in addition to the adhesive bond resistance between the cracks, $\Delta f_{fk,B}$ as follows:

$$\Delta f_{fRd} = {}^{1}/_{\gamma_{BA}} \cdot \left((\eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot k_{tt})^{0,5} \cdot \Delta f_{fk,B} + \Delta f_{fk,F} + \Delta f_{fk,C}\right) \quad \text{(J.39)}$$

$$\Delta f_{fk,B} = 0{,}84 \cdot k_{sys,b1} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm,surf}} \cdot \frac{\sqrt{s_{cr,min}}}{t_f} \quad \text{(J.40)}$$

$$\Delta f_{fk,F} = 0{,}1 \cdot f_{cm}{}^{0,9} \cdot \frac{s_{cr,min}{}^{4/3}}{t_f} \quad \text{(J.41)}$$

$$\Delta f_{fk,C} = \frac{\kappa_h}{h_f} \cdot \frac{s_{cr,min}{}^{1/3}}{t_f} \quad \text{(J.42)}$$

where

$\kappa_h = 2\,000$ for reinforced concrete members;

$\kappa_h = 0$ for prestressed concrete members;

$h_f = \min\{100\text{ mm}, h\}$.

(6) Unless a more accurate analysis is undertaken, Δf_{fEd} may be calculated by ignoring slip of the CFRP.

J.11.1.2.4 End cover separation

(1) The maximum design shear force (V_{ED}) at the support of the member subjected to strengthening shall be less than the design resistance value against concrete cover separation $V_{Rd,cfE}$ calculated in accordance to Formula (J.43):

$$V_{ED} \leq V_{Rd,cfE} = 0{,}75 \cdot \left(1 + 19{,}6 \cdot \frac{(100\rho_l)^{0,15}}{a_{fE}}\right) \cdot \tau_{Rd,c} \cdot b_w \cdot z \quad \text{(J.43)}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Where the condition in Formula (J.43) is not met, shear strengthening at the end of the longitudinal strengthening shall be provided in accordance with Formula (J.44) with anchorage satisfying the provisions of this Eurocode.

$$f_{\mathrm{fwd}} \leq f_{\mathrm{bfRd}} \cdot \tan\theta \tag{J.44}$$

where f_{bfRd} is the CFRP anchorage capacity for the flexural strengthening system being designed.

Stirrups for end cover separation shall be detailed as shown in Figure J.7.

Dimensions in millimetres

Key

1 end stirrup

2 flexural strengthening

Figure J.7 — CFRP shear stirrup arrangement to avoid end cover separation

J.11.1.2.5 Shear Induced Crack Separation

(1) Where the limits in Formula (J.45) or (J.46) are exceeded for members strengthened with EBR in flexure, additional CFRP stirrups shall be provided.

$$\frac{V_{\mathrm{Ed}} \cdot \sigma_{\mathrm{sw}}}{\tau_{\mathrm{Rd}} \cdot b \cdot d_{\mathrm{w}}} \leq \begin{cases} 75\ \mathrm{MPa} & \text{for ribbed steel bars} \\ 25\ \mathrm{MPa} & \text{for plain round steel bars} \end{cases} \tag{J.45}$$

where τ_{Rd} is calculated according to Formula (8.47).

$$V_{\mathrm{Ed}} \leq 0{,}33 \cdot f_{\mathrm{ck}}^{\frac{2}{3}} \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot z \tag{J.46}$$

Where stirrups are required in accordance with Formulae (J.45) or (J.46), additional transverse EBR CFRP stirrups should be provided to resist the shear force in Formula (J.47) with adequate anchorage.

$$V_{\mathrm{Ed,f}} = \max \begin{cases} \dfrac{E_{\mathrm{f}} A_{\mathrm{f}}}{E_{\mathrm{f}} A_{\mathrm{f}} + E_{\mathrm{s}} A_{\mathrm{s}}} \cdot V_{\mathrm{Ed}} \\ V_{\mathrm{Ed}} - b_{\mathrm{w}} \cdot z \cdot \tau_{\mathrm{Rd,sy}} \end{cases} \tag{J.47}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

J.11.1.3 Basic anchorage resistance — CFRP to concrete for NSM CFRP strengthening

(1) The design bond load capacity per strip shall be according to Formula (J.48) or (J.49) for anchorage lengths according to Formula (J.48) or (J.50).

For $l_{\mathrm{bf}} \leq 115\mathrm{mm}$:

$$F_{\mathrm{bfRd}} = 0{,}95 \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot \tau_{\mathrm{bfd}} \cdot \sqrt[4]{a_{\mathrm{r}}} \cdot l_{\mathrm{bf}} \cdot (0{,}4 - 0{,}0015 \cdot l_{\mathrm{bf}}) \tag{J.48}$$

For $l_{\mathrm{bf}} > 115\mathrm{mm}$:

$$F_{\mathrm{bfRd}} = 0{,}95 \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot \tau_{\mathrm{bAd}} \cdot \sqrt[4]{a_{\mathrm{r}}} \cdot \left(26{,}2 + 0{,}065 \cdot \tan h\left(\frac{a_{\mathrm{r}}}{70}\right) \cdot (l_{\mathrm{bf}} - 115)\right) \tag{J.49}$$

where

$$a_{\mathrm{r}} = \max\{100\ \mathrm{mm}, a_{\mathrm{r}}\}. \tag{J.50}$$

The maximum design strength of the adhesive according for NSM CFRP systems may be obtained from Formula (J.51):

$$\tau_{\mathrm{bAd}} = \frac{1}{\gamma_{\mathrm{BE}}} \cdot \min\begin{cases}\tau_{\mathrm{bAk}} \cdot \alpha_{\mathrm{bA}} \\ \tau_{\mathrm{bck}} \cdot \alpha_{\mathrm{bc}}\end{cases} \tag{J.51}$$

where the maximum characteristic bond strength of the adhesive may be obtained from Formula (J.52), where the definitions of f_{Ack} and f_{Atk} are given in *J.5.1.2.1*.

$$\tau_{\mathrm{bAk}} = 0{,}6 \cdot \sqrt{\left(2 \cdot f_{\mathrm{Atk}} - 2 \cdot \sqrt{f_{\mathrm{Atk}}^2 + f_{\mathrm{Ack}} \cdot f_{\mathrm{Atk}}} + f_{\mathrm{Ack}}\right) \cdot f_{\mathrm{Atk}}} \tag{J.52}$$

$$\tau_{\mathrm{bck}} = 4{,}5 \cdot {f_{\mathrm{cm}}}^{0{,}5} \tag{J.53}$$

The value of α_{bA} may be taken as 0,5 unless the more accurate information is available based on production data of EBR CFRP sheets or strips.

The value of α_{bc} may be taken as $(\eta_{\mathrm{cc}} \cdot k_{\mathrm{tc}} \cdot k_{\mathrm{tt}})^{0{,}5}$ unless the more accurate information is available based on production data of EBR CFRP sheets or strips.

J.12 Detailing of Members and Particular rules – Detailing of CFRP

J.12.1 Flexural strengthening with externally bonded CFRP

(1) The following should be applied to the centre-to-centre spacing (a_{f}), in mm, of ABR CFRP strips:

$a_{\mathrm{f,max}} \leq 0{,}2$ times distance between points of zero moments;

$a_{\mathrm{f,max}} \leq 4$ times slab thickness;

$a_{\mathrm{f,max}} \leq 0{,}4$ times cantilever length.

(2) The distance of the longitudinal edge of the strip from the member edge should be at least equivalent to the nominal concrete cover c_{nom} of the internal reinforcement.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

J.12.2 Flexural strengthening with NSM reinforcement bars

(1) Where slots are cut into the cover concrete for bonding of NSM CFRP systems, they should be located such that the cover is not adversely compromised when considering the accuracy of installation equipment along with adequate tolerance for installation.

(2) The geometrical limits for slots and edge distances and spacing [mm], for NSM CFRP bars and strips shall be in accordance with Table (J.2).

Table J.2 — Geometrical limits for slots and edge distances and spacing, in mm.

Geometrical limits	Square NSM CFRP bars	Round NSM CFRP bars	NSM CFRP bars or strips
The slot width b_{slot} [mm]	$t_{\text{f}} + 2\text{ mm} \leq b_{\text{slot}} \leq t_{\text{f}} + 4\text{ mm}$	$\emptyset_{\text{s}} + 2\text{ mm} \leq b_{\text{slot}} \leq \emptyset_{\text{s}} + 4\text{ mm}$	—
The slot depth t_{slot} [mm]	$b_{\text{f}} + 1\text{ mm} \leq t_{\text{slot}} \leq b_{\text{f}} + 2\text{ mm}$ $t_{\text{f}} \leq b_{\text{f}}$	$\emptyset_{s} + 1\text{ mm} \leq t_{\text{slot}} \leq \emptyset_{\text{s}} + 1\text{ mm}$	—
Distance from slot to edge in accordance with Figure J.8	$a_{\text{r}} \geq 4 \cdot b_{\text{f}}$	$a_{\text{r}} \geq 4 \cdot b_{\text{f}}$	$e_{\text{f,min}} \geq 1{,}5 \cdot t_{\text{slot}}$
The centre-to-centre spacing of adhesively bonded CFRP reinforcement a_{f}	—	—	$3 \cdot t_{\text{slot}} \leq a_{\text{f}} \leq \min\{0{,}2 \cdot l_{0\text{b}}; 4 \cdot h\}$ $l_{0\text{b}} = 2 \cdot l_{\text{k}}$

Figure J.8 — Edge distances in arrangement of strips on both sides of an edge

(3) Near curved edges of slabs and beams with ABR CFRP bars, a minimum edge distance of 150 mm in the direction of centre of curvature should be maintained. For all other cases, the radius of curvature of the near surface mounted CFRP strips shall be at least 2 m.

J.12.3 Permissible mandrel diameters for bending of FRP

(1) Straight prefabricated ABR CFRP bars should not be designed to be arranged at a radius that is less than 1 000 times their thickness, unless stresses that arise from the bending process are considered in the design.

J.12.4 Permissible layers of bonded CFRP sheets and strips

(1) CF sheets shall be bonded in no more than five layers for flexural or shear strengthening and a maximum of ten layers for strengthening columns.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) CFRP strips shall be bonded in no more than two layers. The maximum thickness of the CFRP strip cross section excluding the adhesive shall not exceed 3 mm.

(3) No more than a single NSM strip or bar shall be bonded into one slot.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex JA
(informative)

Embedded FRP Reinforcement

JA.1 Use of this annex

(1) This Informative Annex contains supplementary guidance for the design of new structures reinforced with non-prestressed glass and carbon fibre reinforcement. The provisions of this Eurocode apply for concrete members with FRP reinforcement unless modified in this Annex JA.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in a National Annex. If a National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

JA.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex applies to profiled or roughened fibre reinforced polymer (FRP) reinforcement bars and mesh.

(2) This Informative Annex does not apply to lightweight aggregate and to recycled aggregate concrete structures, i.e. Annexes M and N do not apply to members with FRP reinforcement.

(3) This Informative Annex applies to members with FRP reinforcement subjected to predominantly static loads, i.e. Clause 10 and Annex E do not apply to members with FRP reinforcement.

JA.3 General

NOTE Unless noted otherwise, in Annex JA all clauses/subclauses numbers and titles are similar as the relevant of the main part of this Eurocode. The prefix 'JA' is added to section/sub-sections numbers to distinguish content that pertain embedded FRP reinforcement. Annex JA contains only sections/subsections of the main part of this Eurocode that include specific clauses for embedded FRP reinforcement.

JA.4 Verification- Partial Factors for FRP reinforcement

(1) The partial factor for material γ_{FRP} shall be used for FRP reinforcement.

NOTE The values of the partial factors for FRP reinforcement are those in Table JA.1(NDP), unless a National Annex gives different values.

Table JA.1 (NDP) — Partial Factors for FRP Reinforcing

Design Situation	γ_{FRP}
Ultimate Limit States (Persistent and transient design situation)	1,50
Accidental Actions	1,10
Serviceability	1,00

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

JA.5 Materials - FRP reinforcement

JA.5.1 General

(1) Annex JA provides design rules for member reinforced with embedded FRP reinforcement within the following limits of applicability:

— Minimum long term tensile strength of $f_{\mathrm{ftk,100a}} \geq 300$ MPa,

— Minimum modulus of elasticity of $E_{\mathrm{fR}} \geq 40\,000$ MPa,

— Ratio of $f_{\mathrm{ftk,100a}}/E_{\mathrm{fR}} \geq 0{,}005$,

— characteristic compressive strength of concrete $f_{\mathrm{ck}} \geq 20$ MPa,

— members with $\rho_{\mathrm{lf}} \leq 0{,}05$.

JA.5.2 Properties

(1) Specified properties and related conditions of fibre reinforced polymer systems that are required for design to this Eurocode shall include at least the following:

— f_{ftk0} determined in accordance with ISO 10406-1,

— E_{fR} determined in accordance with ISO 10406-1,

— diameter and size.

(2) The following properties of the FRP reinforcement should be provided to the FRP reinforcement supplier to ensure a performance as assumed in design:

— section sizes and tolerance on size,

— minimum characteristic short-term tensile strength,

— minimum long-term characteristic tensile strength,

— Youngs modulus,

— long term bond strength $f_{\mathrm{bd,100a}}$,

— installation temperature,

— maximum temperature of the FRP reinforcement for the design life of the structure,

— minimum temperature of the FRP reinforcement for the design life of the structure,

— exposure classification, in accordance with Table 6.1,

— durability requirements.

JA.5.3 Design assumptions

(1) Design should be based on the nominal cross section area of the reinforcement.

(2) The stress-strain relationship should be taken as illustrated in Figure JA.1 and Formula (JA.1).

$$f_{\mathrm{ftd}} = \frac{f_{\mathrm{ftk,100a0}}}{\gamma_{\mathrm{FRP}}} \tag{JA.1}$$

where

$$f_{\mathrm{ftk,100a}} = C_{\mathrm{t}} \cdot C_{\mathrm{C}} \cdot C_{\mathrm{e}} \cdot f_{\mathrm{ftk0}} \tag{JA.2}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

C_t is the influence factor for temperature. Unless more accurate information is available from production data, or more accurate values are determined in accordance with ISO 10406-1, the following values may be used for C_t:

— $C_t = 1{,}0$ for indoor and underground environments,

— $C_t = 0{,}8$ for exterior environments where the FRP reinforcement is subject to large temperature variations;

C_c is the influence factor for service life which may be taken as $C_c = 0{,}35$ unless more accurate values are determined in accordance with ISO 10406-1;

C_e is the influence factor for environmental attack which may be taken as $C_e = 0{,}7$ unless more accurate values are determined in accordance with ISO 10406-1.

Key

x strain

y stress

Figure JA.1 — Design stress-strain-diagram for FRP Reinforcement

(3) FRP reinforcement shall be used as tension reinforcement only.

(4) The mean density of FRP for the purposes of design may be taken as 2 000 kg/m³.

(5) The coefficient of thermal expansion $\alpha_{FRP,th}$ in longitudinal direction may be taken as $5 \cdot 10^{-6}$ K^{-1} for GFRP bars and 0 for CFRP bars.

JA.6 Durability - Concrete cover - Special rules for FRP reinforcement

(1) The value of $c_{min,dur}$ for FRP reinforcement in Formula (6.2) may be taken as zero.

(2) Unless more accurate information is available based on test data, the cover for bond for FRP reinforcement should be taken as $c_{min,b} \geq 2\phi$. But at least the minimum cover for FRP reinforcement shall be taken as $c_{min,b} \geq 1{,}5\phi$.

(3) Direct contact of carbon FRP reinforcement bars with steel reinforcement should be avoided.

JA.7 Structural analysis - Special rules for FRP reinforcement

(1) For straight FRP-bars installed in a curved shape the bending stress shall be taken into account as permanent action.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Linear elastic analysis with limited redistribution according to 7.3.2 shall not be undertaken for members with FRP reinforcement.

(3) Plastic analysis according to 7.3.3 shall not be undertaken for members with FRP reinforcement.

(4) Non-linear analysis according to 7.3.4 may be undertaken using the model outlined in Figure JA.1 with design strength, f_{ftd}, and corresponding design rupture strain, $\varepsilon_{\mathrm{fRd}}$.

JA.8 Ultimate Limit States (ULS) - Special rules for FRP reinforcement

JA.8.1 Bending with or without axial forces

(1) The tensile strain in FRP reinforcement shall be limited to the design rupture strain, $\varepsilon_{\mathrm{fRd}}$.

(2) Unless more rigorous analysis is undertaken the benefit of the confining effect of FRP reinforcement should be reduced by the ratio $E_{\mathrm{fR}}/E_{\mathrm{s}}$ in any direction that confinement is considered.

JA.8.2 Shear

(1) For members reinforced with FRP reinforcement, the minimum shear resistance in 8.2.1(4) may be calculated as:

$$\tau_{\mathrm{Rdc,min}} = \frac{0.29}{\gamma_{\mathrm{c}}} \sqrt{f_{\mathrm{ck}} \cdot \frac{E_{\mathrm{fR}}}{E_s} \cdot \frac{d_{\mathrm{dg}}}{d}} \tag{JA.3}$$

(2) The provisions in 8.2.2 may be used provided that the ρ_{l} of longitudinal FRP reinforcement in Formula (8.17) is reduced by the ratio $\mathrm{E_{fR}/E_s}$.

(3) The provisions outlined in 8.2.3 of this Eurocode may be used subject to the following modifications:

— Formula (8.26) for the inclination of the compression field shall be replace by:

$$\cot\theta = 0{,}8 \tag{JA.4}$$

— Formula (8.28) shall be replaced by

$$\tau_{\mathrm{Rd,f}} = \tau_{\mathrm{Rd,c}} + \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{fwRd}} \cdot \cot\theta \leq 0{,}17 \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{JA.5}$$

where

$$f_{\mathrm{fwRd}} = \min\{0{,}004 \cdot E_{\mathrm{f}}; f_{\mathrm{ftd}}{}^{*}\} \tag{JA.6}$$

where $f_{\mathrm{ftd}}{}^{*}$ is calculated in accordance with *JA.11.4.3*.

(4) The provision outlined in 8.2.5 may be used subject to the following alterations:

— f_{yd} is replaced by f_{ftd},

— $\cot\theta$ is taken as 1,0,

— ν is taken as 0,35.

(5) For members reinforced with FRP reinforcement, the shear resistance at an interface may be calculated as:

$$\tau_{\mathrm{Rdi}} = c_{\mathrm{v1}} \cdot f_{\mathrm{ctd}} + \mu_{\mathrm{v}} \cdot \sigma_{\mathrm{n}} \leq 0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{\mathrm{cd}} \tag{JA.7}$$

where ν may be taken as 0,35.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

JA.8.3 Torsion

(1) The provisions of 8.3.4 may be used for members with FRP reinforcement subject to the following alterations:

— f_{yd} is replaced by f_{ftd}, where f_{ftd} should be limited by $f_{ftd} \leq 0{,}004 \cdot E_f$,

— $\cot\theta$ is taken as 1,0,

— ν is taken as 0,35,

— ρ_i is factored by the ratio E_F/E_s.

JA.8.4 Punching

(1) The provisions in 8.4.3 may be used provided that ρ_l of longitudinal FRP reinforcement in Formula (8.78) is reduced by the ratio E_{fR}/E_s.

(2) The provisions in 8.4.4 shall not be applied to concrete members with FRP reinforcement.

JA.8.5 Design with strut-and-tie models and stress fields

(1) Design with strut and tie models and stress fields for concrete structure reinforced with FRP reinforcement are not covered by this Eurocode.

JA.9 Serviceability Limit States (SLS) - Special rules for FRP reinforcement

JA.9.1 Crack control

(1) Table 9.2(NDP) in 9.2.1(6) does not apply for members reinforced only with FRP reinforcement. A crack limit of $w_{lim,cal} = 0{,}4$ mm should be used in such members.

(2) The provisions relevant to steel reinforcement in 9.2.2(6), 9.2.3(3), 9.2.4(8) may be applied to concrete with FRP reinforcement where the value of E_s is replaced by E_{fR}, and A_s is replaced by $A_f \cdot (E_{fR}/E_s)$ in all relevant formulae in these clauses.

JA.9.2 Deflection control

(1) Table 9.3 in 9.3.2(1) should not be used for structures with FRP reinforcement.

(2) The provisions relevant to steel reinforcement in 9.3.3(3), 9.3.4(8) may be applied to concrete with FRP reinforcement where the value of E_s is replaced by E_{fR} in all relevant formulae in these clauses.

JA.10 Fatigue

(1) This Eurocode does not provide rules for fatigue utilising FRP reinforcement.

JA.11 Detailing of FRP reinforcement

JA.11.1 Spacing of bars

(1) Where the clear distance between FRP reinforcement bars $c_s < 7{,}5 \cdot \phi$, concrete cover spalling shall be prevented by limiting the design strain to $\varepsilon_{fRd} \leq 0{,}0035$ in straight bars.

JA.11.2 Permissible mandrel diameters for bent bars

(1) The minimum diameter to which a bar may be bent shall be such as to avoid:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

— damaging the reinforcement (see (2)) and

— failure of the concrete inside the bend of the bar (crushing, splitting or spalling of reinforcement cover), see (3) and (4).

(2) The mandrel diameter of FRP reinforcement is given by the supplier. Bending on site is not permitted.

The mandrel diameter should be at least:

— $\phi_{\text{mand,min}} = 4\phi$ for $\phi \leq 16$ mm

— $\phi_{\text{mand,min}} = 7\phi$ for $\phi > 16$ mm

(3) Provided that $f_{\text{ftd}} \leq 25 f_{\text{cd}}$ and $\gamma_{\text{C}} \leq 1{,}5$, verification of the concrete inside the bend may be omitted for :

— stirrups in compliance with 12.3.3(4),

— standard hook and bend anchorages complying with Figure 11.6 at a clear distance

— $c_{\text{x}} \geq 1{,}5\phi$ from an edge parallel to the bent and a clear distance between bars $c_{\text{s}} \geq 3\phi$ according to Figure 11.6c and

— all bends with an angle $\alpha_{\text{bend}} \leq 45°$ at a clear distance $c_{\text{x}} \geq 2{,}5\phi$ from an edge parallel to the bent, a clear distance between bars $c_{\text{s}} \geq 5\phi$ and a length $\geq 2\phi$ of the straight segments between multiple bends.

(4) In cases not complying with (3) the stress in the FRP bar σ_{ftd} should be verified to avoid concrete failures inside the bend according to Formula (JA.8):

$$\sigma_{\text{f}} \leq 25 \cdot f_{\text{cd}} \tag{JA.8}$$

JA.11.3 Anchorage of FRP reinforcement in tension and compression

(1) Provisions for anchorage in 11.4 may be applied to determining the anchorage lengths of FRP reinforcement only where additions and modifications in Annex JA are used in the determination of relevant parameters.

(2) Only the methods of anchorage according to Figure 11.2a), b) and c) in 11.4.1(6) may be used for FRP reinforcement.

(3) Formula (JA.9) may be applied to determine the anchorage length of FRP reinforcement:

$$l_{\text{bd}} = k_{\text{lb}} \cdot k_{\text{cp}} \cdot \emptyset \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{ftd}}}{217}\right)^{\eta_\sigma} \cdot \left(\frac{25}{f_{\text{ck}^*}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1{,}5.\phi}{c_d}\right)^{\frac{1}{2}} \geq 10\phi \tag{JA.9}$$

Where

$$f_{\text{ck}}^* = \left(\frac{\text{f}_{\text{bd,100a}}}{0{,}315}\right)^{1{,}5} \leq 1{,}1 \cdot f_{\text{ck}} \tag{JA.10}$$

l_{bd} shall be limited also to

$$l_{\text{bd}} \geq (\phi/4) \cdot \left(\sigma_{\text{ftd}}/f_{\text{bd,100a}}\right) \tag{JA.11}$$

NOTE The value of $f_{\text{bd,100a}}$ may be taken as 1,5 MPa unless the more accurate information is available based on production data.

(4) The reduction according to Formula (JA.12) in design tensile strength should be considered at a bend bar or if anchoring of FRP reinforcement with bends or hooks according to 11.4.4:

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$f_{\mathrm{ftd}}{}^{*} = \left(0{,}3 + 0{,}05 \cdot \frac{r_{\mathrm{f}}}{d_{\mathrm{f}}}\right) \cdot f_{\mathrm{ftd}} \leq f_{\mathrm{ftd}} \qquad \text{(JA.12)}$$

Provisions of Formula (JA.12) shall only be applied where:

— the bend radius is within the range $3 \cdot d_{\mathrm{f}} \leq r_{\mathrm{f}} \leq 4 \cdot d_{\mathrm{f}}$ and

— the bar diameter $d_{\mathrm{f}} \leq 25$mm.

(5) Following clauses should not be used for FRP reinforcement: 11.4.4, 11.4.5, 11.4.6, 11.4.7.

(6) Provisions for laps in 11.5 should only be used for FRP reinforcement within the provisions stated in Annex JA.

(7) Laps of FRP reinforcement to FRP reinforcement or other reinforcement types shall be situated in zones where the stress in the reinforcement at ultimate limit state is less than 80 % of the design strength and the strain of the FRP reinforcement is less than 0,006.

(8) Table 11.3 should only be applied to members with FRP reinforcement within the provisions stated in Annex JA.

JA.12 Additional rules for precast concrete elements and structures

(1) Unless information is available from production data, Clause 13 for steel reinforcement is not applicable to FRP reinforcement.

JA.13 Lightly reinforced concrete structures

(1) This Eurocode does not provide rules for lightly reinforced concrete structures utilising FRP reinforcement.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex K
(normative)

Bridges

K.1 Use of this annex

(1) This Normative Annex contains additional provisions for bridges.

K.2 Scope and field of application

(1) The provisions of Clauses 1 to 14 and Annexes A to Q apply to bridges unless otherwise stated in this Normative Annex.

K.3 Normative References

NOTE See Clause 2.

K.4 Terms, definitions and symbols

NOTE See Clause 3.

K.5 Basis of design

NOTE See Clause 4.

K.6 Materials

NOTE See Clause 5.

K.7 Durability

(1) The following clauses supplement Clause 6 with provisions specific to bridges.

(2) Where de-icing salts are used, exposed concrete surfaces above, adjacent to and in the ground below the carriageway should be considered as being affected by de-icing salts according to Figure K.1.

NOTE The dimensions and distances of Zones I and II are as given in Figure K.1 unless a National Annex gives different values.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dimensions in metres

a) Road bridges

b) Road tunnels, with Zone I ☐ and Zone II ⬚

Key

1	Zone I:	XD3 + XF4
2	Zone II:	XD1 + XF2
3	Zone III:	XC3
4		Traffic direction
a		Distance to ground surface in a)

Figure K.1 — Exposure classes XD for constructions along roads

(3) For bridge decks exposed to chlorides from de-icing salts, a waterproofing membrane should be arranged. Bridge decks protected by waterproofing membranes may be considered with following exposure classes:

— XD1: bridge deck top surface;

— XD3: inside, top side and outside of curbs;

— XD3: surfaces under expansion joints directly affected by water containing de-icing salts.

NOTE Horizontal and vertical surfaces located inside Zone I are considered XD3 and XF4, horizontal and vertical surfaces located inside Zone II are considered XD1 and XF2, surfaces inside a box girder section in Zone III are considered XC3 and the dimensions and distances of Zones I and II are as given in Figure K.1 unless a National Annex gives different values.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

K.8 Structural analysis

(1) 7.2.2(4) and 7.2.3(6) shall not be applied.

K.9 Ultimate limit states (ULS)

NOTE See Clause 8.

K.10 Serviceability limit states (SLS)

(1) 9.3.2 and 9.3.3 and values for buildings in Table 9.4 shall not be applied. In addition to Clause 9, the following paragraphs specific to bridges shall be applied.

(2) For temporary phases (construction or maintenance) crack widths should be limited to 0,5 mm for quasi-permanent load combination. Where decompression needs to be checked under frequent combination of actions according to Table 9.2(NDP), either decompression should be checked or the tensile stress limited to f_{ctm}.

(3) Additional to Table 9.4 for bridges, additional damping effected by pavement, railings and other non-structural components may be considered on the basis of experimental evidence.

K.11 Fatigue verification using damage equivalent stress range

(1) The following clauses supplement Clause 10 and E.4 with provisions for damage equivalent fatigue verification specific to bridges.

K.11.1 General

(1) prEN 1991-2 gives relevant fatigue load models for fatigue verification of bridges using the method of damage equivalent stress range (FLM3 for road bridges, LM71 for railway bridges) and prEN 1990 procedures for the calculation of the equivalent stress range $\Delta\sigma_{S,equ}$ for superstructures of road and railway bridges.

K.11.2 Verification for reinforcement

(1) For road and railway bridges the damage equivalent stress range for reinforcement verification in Formula (E.1) should be calculated according to Formula (K.1):

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \Delta\sigma_{s,Ec} \cdot \lambda_s \tag{K.1}$$

where

$\Delta\sigma_{s,Ec}$ is the reinforcement stress range caused by the following fatigue load models:

For road bridges: based on the load combination given in 10.2 with fatigue load model 3 (FLM3) according to prEN 1991-2 with the axle loads increased by the following factors:

— 1,75 for verification at intermediate supports in continuous bridges,

— 1,40 for verification in other areas.

For railway bridges: load model 71 (and where required SW/0) according to prEN 1991-2;

λ_s is the damage equivalent factor for fatigue.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) The correction factor λ_s reflects the influence of span, annual traffic volume, design service life, multiple lanes/tracks, and may be calculated by Formula (K.2):

$$\lambda_s = \varphi \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \tag{K.2}$$

where

$\lambda_{s,1}$ is a factor accounting for element type (e.g. continuous beam) and takes into account the damaging effect of traffic depending on the critical length of the influence line or area;

$\lambda_{s,2}$ is a factor that takes into account the traffic volume;

$\lambda_{s,3}$ is a factor that takes into account the design service life of the bridge;

$\lambda_{s,4}$ is a factor to be applied when the structural element is loaded by more than one lane/track;

φ equals the damage equivalent impact factor φ_{fat} controlled by the surface roughness according to prEN 1991-2, Annex B for road bridges and the dynamic factor ϕ according to prEN 1991-2 for railway bridges, respectively.

(3) For road bridges $\lambda_{s,1}$ should be determined from Figures K.3 and K.4 to take into account the critical length of the influence line and the shape of *S-N*-curve.

Verification in the intermediate support area

Key

1 couplers for reinforcing steel

2 curved tendons in steel ducts

3 reinforcing steel (straight and bent); pre-tensioning (all); post-tensioning (strand in plastic ducts or straight tendons in steel ducts)

X critical length of influence line [m]

NOTE λ_{s1}-values for intermediate $\Delta\sigma_{Rsk}$ can be interpolated.

Figure K.2 — $\lambda_{s,1}$ value for fatigue verification in the intermediate support area of road bridges

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Verification in span and for carriageway slab

Key

1) couplers for reinforcing steel
2) curved tendons in steel ducts
3) reinforcing steel (straight and bent); pre-tensioning (all); post-tensioning (strand in plastic ducts or straight tendons in steel ducts)
4) shear reinforcement

a) continuous beam
b) single span beam
c) carriageway slab

X critical length of influence line [m]

Y λ_{s1}

NOTE λ_{s1}-values for intermediate $\Delta\sigma_{Rsk}$ can be interpolated.

Figure K.3 — $\lambda_{s,1}$ value for fatigue verification in span and for local elements of road bridges

(4) For railway bridges, $\lambda_{s,1}$ accounts for the critical length of the influence line and the traffic mix. The values of $\lambda_{s,1}$ for standard traffic mix and heavy traffic mix may be taken from Table K.1. The values have been calculated on the basis of a constant ratio of bending moments to stress ranges.

The values given for mixed traffic correspond to the combination of train types given in Annex F of prEN 1991-2.

Values of $\lambda_{s,1}$ for a critical length of influence line between 2 m and 20 m may be obtained from the Formula (K.3):

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2\text{ m}) + [\lambda_{s,1}(20\text{ m}) - \lambda_{s,1}(2\text{ m})] \cdot (\lg L - 0{,}3) \quad \text{(K.3)}$$

where

L is the critical length [m] of the influence line;

$\lambda_{s,1}(2\text{ m})$ is the $\lambda_{s,1}$ value for $L = 2$ m;

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$\lambda_{s,1}(20\text{ m})$ is the $\lambda_{s,1}$ value for $L = 20$ m.

Table K.1 — $\lambda_{s,1}$ values for simply supported and continuous members of railway bridges

a) simply supported members				b) continuous members (interior span)			
	L [m]	*STM*	*HTM*		*L* [m]	*STM*	*HTM*
(1)	≤ 2	0,90	0,95	(1)	≤ 2	0,95	1,05
	≥ 20	0,65	0,70		≥ 20	0,50	0,55
(2)	≤ 2	1,00	1,05	(2)	≤ 2	1,00	1,15
	≥ 20	0,70	0,70		≥ 20	0,55	0,55
(3)	≤ 2	1,25	1,35	(3)	≤ 2	1,25	1,40
	≥ 20	0,75	0,75		≥ 20	0,55	0,55
(4)	≤ 2	0,80	0,85	(4)	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,40	0,40		≥ 20	0,35	0,30
c) continuous members (end span)				**d) continuous members (intermediate support area)**			
	L [m]	*STM*	*HTM*		*L* [m]	*STM*	*HTM*
(1)	≤ 2	0,90	1,00	(1)	≤ 2	0,85	0,85
	≥ 20	0,65	0,65		≥ 20	0,70	0,75
(2)	≤ 2	1,05	1,15	(2)	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,65	0,65		≥ 20	0,70	0,75
(3)	≤ 2	1,30	1,45	(3)	≤ 2	1,10	1,10
	≥ 20	0,65	0,70		≥ 20	0,75	0,80
(4)	≤ 2	0,80	0,90	(4)	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,35	0,35		≥ 20	0,35	0,40

STM standard traffic mix

HTM heavy traffic mix

(1) reinforcing steel, pre-tensioning (all), post-tensioning (tendons in plastic ducts and straight tendons in steel ducts);

(2) post-tensioning (curved tendons in steel ducts); *S-N* curve with $k_{f1} = 3$, $k_{f2} = 7$ and $N^* = 10^6$ (values may be changed due to changes in k_{f1} and k_{f2} or N^*);

(3) couplers (prestressing steel); *S-N* curve with $k_{f1} = 5$, $k_{f2} = 5$ and $N^* = 10^6$ (values may be changed due to changes in k_{f1} and k_{f2} or N^*);

(4) couplers (reinforcing steel); welded bars including tack welding and butt joints; *S-N* curve with $k_{f1} = 3$, $k_{f2} = 5$ and $N^* = 10^7$ (values may be changed due to changes in k_{f1} and k_{f2} or N^*).

NOTE Interpolation between the given *L*-values according to Formula (K.4) may be carried out.

(5) No values of $\lambda_{s,1}$ for a light traffic mix are given in Table K.1. For bridges designed to carry a light traffic mix the values for $\lambda_{s,1}$ to be used may be based either on the values given in Table K.1 for standard traffic mix or on values determined from detailed calculations.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(6) For road bridges $\lambda_{s,2}$ reflects the influence of the annual traffic volume and may be calculated by Formula (K.4) also depending on the traffic type:

$$\lambda_{s,2} = \overline{Q} \cdot \sqrt[k_{f2}]{\frac{N_{obs}}{2{,}0 \cdot 10^6}} \tag{K.4}$$

where

N_{obs} is the number of lorries per year according to prEN 1991-2:2018, Table 6.5;

k_{f2} is the slope of the appropriate *S-N*-Line to be taken from Tables K.1 and K.2;

$\overline{Q}$ is a factor for traffic type according to Table K.2.

Table K.2 — Factors for traffic type of road bridges

slope of *S-N* curve	$\overline{Q}$-factor for traffic type (see EN 1991-2:2003 + AC:2010, Table 4.7)		
	long distance	medium distance	local traffic
$k_{f2} = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_{f2} = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_{f2} = 9$	1,0	0,94	0,82

(7) For railway bridges $\lambda_{s,2}$ reflects the influence of the annual traffic volume. $\lambda_{s,2}$ may be calculated by Formula (K.5):

$$\lambda_{s,2} = \sqrt[k_{f2}]{\frac{\mathrm{Vol}}{25 \cdot 10^6}} \tag{K.5}$$

where

Vol is the volume of traffic (tonnes/year/track);

k_{f2} is the slope of the appropriate *S-N* line to be taken from Tables K.1 and K.2.

(8) $\lambda_{s,3}$ reflects the influence of the service life and may be calculated from Formula (K.6):

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_{f2}]{\frac{N_{years}}{100}} \tag{K.6}$$

where

N_{years} is the design service life of the bridge;

k_{f2} is the slope of appropriate *S-N* line to be taken from Tables K.1 and K.2.

(9) For road bridges $\lambda_{s,4}$ reflects the influence of multiple lanes/tracks and may be calculated by Formula (K.7):

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_{f2}]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \tag{K.7}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

$N_{obs,i}$ is the number of lorries expected on lane *i* per year;

$N_{obs,1}$ is the number of lorries on the slow lane per year.

(10) For railway structures carrying multiple tracks, the fatigue loading should be applied to a maximum of two tracks in the most unfavourable positions (see prEN 1991-2). The effect of loading from two tracks may be calculated by Formula (K.8):

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_{f2}]{n_{st} + (1-n_{st}) \cdot s_1^{k_{f2}} + (1-n_{st}) \cdot s_2^{k_{f2}}} \tag{K.8}$$

where

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}} \tag{K.9}$$

$$s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}} \tag{K.10}$$

where

n_{st} is the proportion of traffic that crosses the bridge simultaneously (suggested value $n = 0{,}12$);

$\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ is the stress range due to load model 71 on one track at the section to be checked;

$\Delta\sigma_{1+2}$ is the stress range at the same section due to the load model LM71 on any two tracks, according to prEN 1991-2;

k_{f2} is the slope of the appropriate *S-N* line from Tables K.1 and K.2.

If only compressive stresses occur under traffic loads on a track, the corresponding value should be $s_j = 0$.

K.11.3 Verification for concrete

(1) For railway bridges, the upper and lower stresses of the damage equivalent stress amplitude used in Formula (E.7) should be calculated according to Formula (K.11)

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,max,equ} &= \gamma_{F,f} \cdot (\sigma_{c,perm} + \lambda_c\,(\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm})) \\ \sigma_{cd,min,equ} &= \gamma_{F,f} \cdot (\sigma_{c,perm} - \lambda_c\,(\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71})) \end{aligned} \tag{K.11}$$

where

$\sigma_{c,perm}$ is the compressive concrete stress caused by the characteristic combination of actions, without load model 71;

$\sigma_{c,max,71}$ is the maximum compressive stress caused by the characteristic combination including load model 71 and the dynamic factor Φ according to prEN 1991-2;

$\sigma_{c,min,71}$ is the minimum compressive stress under the characteristic combination including load model 71 and the dynamic factor Φ according to prEN 1991-2;

λ_c is a correction factor to calculate the upper and lower stresses of the damage equivalent stress spectrum from the stresses caused by load model 71.

NOTE $\sigma_{c,perm}$, $\sigma_{c,max,71}$ and $\sigma_{c,min,71}$ do not include other variable actions (e.g. wind, temperature etc.).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) The correction factor λ_c accounts for the permanent stress, the span, annual traffic volume, design service life and multiple tracks. It should be calculated from Formula (K.12):

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2,3} \cdot \lambda_{c,4} \tag{K.12}$$

where

$\lambda_{c,0}$ is a factor to take account of the permanent stress;

$\lambda_{c,1}$ is a factor accounting for element type (e.g. continuous beam) that takes into account the damaging effect of traffic depending on the critical length of the influence line or area;

$\lambda_{c,2,3}$ is a factor to account for the traffic volume and the design service life of the bridge;

$\lambda_{c,4}$ is a factor to be applied when the structural element is loaded by more than one track.

(3) $\lambda_{c,0}$ reflects the influence of the permanent stress and may be calculated from Formula (K.13)

$$\lambda_{c,0} = 0{,}94 + 0{,}2\frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \qquad \text{for the compression zone} \tag{K.13}$$

$\lambda_{c,0} = 1$ for the precompressed tensile zone (including prestressing effect)

(4) $\lambda_{c,1}$ is a function of the critical length of the influence line and the traffic. For standard traffic mix and heavy traffic mix it may be taken from Table K.3.

Values of $\lambda_{c,1}$ for critical lengths of influence lines between 2 m and 20 m may be obtained by applying Formula (K.3) with $\lambda_{s,1}$ replaced by $\lambda_{c,1}$.

(5) $\lambda_{c,2,3}$ reflects the influence of annual traffic volume and design service life and may be calculated from Formula (K.14):

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8}\lg\left[\frac{\text{Vol}}{25 \cdot 10^6}\right] + \frac{1}{8}\lg\left[\frac{N_{\text{years}}}{100}\right] \tag{K.14}$$

where

Vol is the volume of traffic (tonnes/years/track);

N_{years} is the design service life of the bridge.

(6) $\lambda_{c,4}$ reflects the effect of loading from more than one track. For structures carrying multiple tracks, the fatigue loading should be applied to a maximum of two tracks in the most unfavourable positions (see prEN 1991-2). The effect of loading from two tracks may be calculated from Formula (K.15):

$$\lambda_{c,4} = 1 + (1/8)\lg n_{st} \geq 0{,}54 \qquad \text{for } a \leq 0{,}8 \tag{K.15a}$$

$$\lambda_{c,4} = 1 \qquad \text{for } a > 0{,}8 \tag{K.15b}$$

$$\text{with } a = \frac{\max\{|\sigma_{c1}|;|\sigma_{c2}|\}}{|\sigma_{c1+2}|} \tag{K.16}$$

where

n_{st} is the proportion of traffic crossing the bridge simultaneously (recommended value $n = 0{,}12$);

σ_{c1}, σ_{c2} is the compressive stress caused by load model 71 on one track, including the dynamic factor for load model 71 according to prEN 1991-2;

σ_{c1+2} is the compressive stress caused by load model 71 on two tracks, including the dynamic factor for load model 71 according to prEN 1991-2.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(7) No values of $\lambda_{c,1}$ are given in Table K.3 for a light traffic mix. For bridges designed to carry a light traffic mix the values for $\lambda_{c,1}$ to be used may be based either on the values given in Table K.3 for standard traffic mix or on values derived from detailed calculations.

Table K.3 — $\lambda_{c,1}$ values for simply supported and continuous members of railway bridges

a) simply supported members				b) continuous members (interior span)			
	L [m]	*STM*	*HTM*		*L* [m]	*STM*	*HTM*
(1)	≤ 2	0,70	0,70	(1)	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,75	0,75		≥ 20	0,55	0,55
(2)	≤ 2	0,95	1,00	(2)	≤ 2	1,05	1,15
	≥ 20	0,90	0,90		≥ 20	0,65	0,70
c) Continous members (end span)				**d) Continuous members (intermediate support area)**			
	L [m]	*STM*	*HTM*		*L* [m]	*STM*	*HTM*
(1)	≤ 2	0,75	0,80	(1)	≤ 2	0,70	0,75
	≥ 20	0,70	0,70		≥ 20	0,85	0,85
(2)	≤ 2	1,10	1,20	(2)	≤ 2	1,10	1,15
	≥ 20	0,70	0,70		≥ 20	0,80	0,85
STM – standard traffic mix, *HTM* – heavy traffic mix (1) compression zone (2) precompressed tensile zone							
NOTE Interpolation between the given *L*-values according to Formula (K.3) is allowed, with $\lambda_{s,1}$ replaced by $\lambda_{c,1}$.							

K.12 Detailing of reinforcement and post-tensioning tendons

NOTE See Clause 11.

K.13 Detailing of members and particular rules

K.13.1 General

(1) 12.9 shall not be applied. The following clauses supplement Clause 12 with provisions specific to bridges and particular types of bridges.

(2) Voids in structural members should be drained.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

K.13.2 Minimum reinforcement rules

(1) Brittle failure of bridges due loss of cross section of prestressing tendons (e.g. due to corrosion) should be prevented. Methods a) or b) below may be applied:

a) Check that the structure with the remaining prestressing has sufficient strength for the traffic load combination. The requirement may be verified by the following procedure:

   (i) Calculate the maximum sagging and hogging bending moments in each span due to the frequent combination of actions, $M_{\mathrm{Ed,freq}}$.

   (ii) Determine the reduced cross sectional area of prestressing, $A_{\mathrm{p,red}}$, and corresponding prestressing load resultants that make the tensile stress reach f_{ctm} at the extreme tension fibre when the section is subject to $M_{\mathrm{Ed,freq}}$. Immediate and long-term prestressing losses should be taken into consideration.

   (iii) Calculate the ultimate flexural capacity, $M_{\mathrm{Rd,red}}$, of the section with reduced cross sectional area of prestressing, $A_{\mathrm{P,red}}$, and ordinary reinforcement using material partial safety factors for accidental design situations.

   (iv) Check that $M_{\mathrm{Rd,red}} \geq M_{\mathrm{Ed,freq}}$.

b) Ensure that there is sufficient longitudinal reinforcement to compensate for the loss of resistance when the tensile strength of the concrete is exceeded and the section cracks.

If tensile stresses occur anywhere in the section for characteristic load combination (statically determinated effects of prestressing ignored, but indeterminated effects included, see 7.6.1(1)), longitudinal reinforcement should be at least:

$$A_{\mathrm{s,min}} = \frac{M_{\mathrm{rep}}}{z \cdot f_{\mathrm{yk}}} \tag{K.17}$$

where

M_{rep} cracking moment with extreme fibre tension $\sigma_{\mathrm{c}} = f_{\mathrm{ctm}}$, for section without prestressing. At the joint of segmental precast elements $M_{\mathrm{rep}} = 0$;

z lever arm at the ultimate limit state related to the reinforcing steel.

K.13.3 Bridges with external or unbonded internal tendons

(1) External prestressing tendons should be inspectable and replaceable. For internal unbonded tendons, the anchorages should be inspectable and the project design specification (project basis) should identify if the tendons should be replaceable as defined in (2).

(2) Bridges should be verified to ensure that any one tendon of the external and if identified in the project basis any one of the unbonded tendons can be replaced. A project specific load combination with permissible live loads (traffic) should be defined for the replacement.

(3) When designing members for anchorage and deviation of external tendons, deviation forces accounting for an angular tolerance of $\Delta\alpha = \pm 3°$ should be taken into account.

(4) The risk of vibration of external tendons induced between tendon fix points by traffic loads should be controlled by adequate detailing of tendon supports. Without more detailed analysis, spacing of tendon support points should be limited to 12 m for railway bridges and 18 m for road bridges.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

K.13.4 Cable stayed, Extradosed and Suspension bridges

(1) For stay cables and extradosed cables for cable supported members and structures, the general provisions of prEN 1990:2020, Annex A.2, should be applied.

(2) For ultimate limit state verifications, the design value of tension resistance should be assumed in accordance with prEN 1993-1-11.

(3) The following rules apply to prestressing cables which extend above or below the bridge deck and in which

— the variations of tensile stress under frequent traffic loads are less than 100 MPa,

— the vibrations caused by wind are negligible.

(4) The maximum tensile stress under the characteristic combinations at SLS should be

$$\max \sigma_{\text{cable}} \leq 0{,}60\sigma_{\text{uk}} \qquad \text{if } \Delta\sigma_{\text{freq}} \leq 50 \text{ MPa} \tag{K.18}$$

$$\max \sigma_{\text{cable}} \leq 0{,}46 \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_{\text{freq}}}{140 \text{ MPa}}\right)^{-0{,}25} \cdot \sigma_{\text{uk}} \qquad \text{if } 50 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{\text{freq}} \leq 100 \text{ MPa} \tag{K.19}$$

where

σ_{uk} is the characteristic breaking strength of the cable: $\sigma_{\text{uk}} = F_{\text{uk}}/A_{\text{m}}$;

$\Delta\sigma_{\text{freq}}$ is the variation of the tensile stress under frequent traffic loads.

(5) When cables are used as hangers to suspend the deck of bow-string bridges, the sequence of tensioning and the level of pretensioning after losses should ensure that under the characteristic combination at SLS a residual stress of at least 100 MPa is present in all hangers.

K.14 Additional rules for precast concrete elements and structures

(1) 13.6, 13.7.1(9)(11)(12)(13), 13.7.3 and 13.7.4 do not apply. The following clauses supplement Clause 13 with provisions specific to bridges.

(2) In the case of segmental construction with precast elements and without internal bonded tendons in the tension chord, the effect of opening of the joint at ULS shall be considered. In these conditions, in the absence of a more detailed analysis, the force in the tension chord should be assumed to remain unchanged after the joints have opened. In consequence, as the applied load increases and the joints open (Figure K.4), the concrete stress field inclination θ within the web increases. The depth of concrete section available for the flow of the web compression field decreases to a value of z_{red} (see Formula (K.20)). The shear capacity may be evaluated in accordance with 8.2.3 by assuming a value of θ derived from the minimum value of residual depth z_{red}.

$$z_{\text{red}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{b_{\text{w}} \cdot \nu \cdot f_{\text{cd}}} (\cot\theta + \tan\theta) \tag{K.20}$$

The prestressing force should be increased, if necessary, so that, at ULS under the combination of bending moment and shear, the joint opening is limited to the value $h - z_{\text{red}}$ as calculated above.

NOTE The minimum value of z_{red} is $0{,}5h$ unless a National Annex gives a different value.

(3) Shear reinforcement should be provided within a distance $z_{\text{red}} \cdot \cot\theta$, but not greater than the segment length, from both edges of the joint, having the area per unit length according to Formula (K.21):

$$\frac{A_{\text{sw}}}{s} = \frac{V_{\text{Ed}}}{z_{\text{red}} \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \cot\theta} \tag{K.21}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Key

1 Axes of theoretical tie

2 Axes of theoretical struts

3 Tension chord of truss (external tendon)

4 Field A: arrangement of stirrups with $\theta_{\max}$ ($\cot\theta = 1{,}0$)

5 Field B: arrangement of stirrups with $\theta_{\min}$ ($\cot\theta = 2{,}5$)

Figure K.4 — Diagonal stress fields across the joint web

(4) In the case of segmental construction with precast box elements and no internal bonded prestressing in the tension region, the opening of a joint to an extent greater than the thickness of the corresponding flange should not be permitted unless a sufficient strength can be demonstrated with refined design models accounting for this opening of the joint.

NOTE Such amount of joint opening induces a substantial modification of the torsional resisting mechanism.

K.15 Plain and lightly reinforced concrete structures

NOTE See Clause 14.

K.16 Annexes A to O

NOTE See Annexes A to O.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex L
(informative)

Steel Fibre Reinforced Concrete Structures

L.1 Use of this annex

(1) This Informative Annex provides supplementary rules for structures which comprise steel fibre reinforced concrete (SFRC). The provisions of this Eurocode apply for concrete members with SFRC unless modified in this Annex L.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in a National Annex. If a National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

L.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex covers the design of concrete structures which comprise steel fibre reinforced concrete (SFRC) with or without reinforcing steel, pretensioning or post-tensioning tendons.

(2) This Informative Annex applies to normal weight and heavy weight, precast or cast in place concrete in accordance with 5.1.1.

NOTE Slabs on ground which are not required for the structural stability (e.g. industrial floors) can be designed to these provisions.

L.3 General

NOTE Unless noted otherwise, in Annex L all clauses/subclauses numbers and titles are similar to the relevant of the main part of this Eurocode. The prefix 'L' is added to section/sub-sections numbers to distinguish content that pertain Steel Firbre Reinforced Concrete (SFRC). Annex L contains only clauses/subclauses of the main part of this Eurocode that include specific clauses for SFRC.

L.4 Basis of design - Verification by the partial factor method - Partial factors for materials

(1) Partial factors for SFRC in tension γ_{SF} shall be applied for ultimate and serviceability limit states. For SFRC in compression, the values γ_C given in Table 4.3(NDP) apply.

NOTE The values of γ_{SF} given in Table L.1(NDP) apply unless a National Annex gives different values

Table L.1(NDP) — Partial factors for SFRC in tension

Design situations — Limit states	γ_{SF}
Persistent and transient design situations	1,50
Accidental design situation	1,20
Serviceability limit states	1,00

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.5 Materials - Steel Fibre Reinforced Concrete

L.5.1 Properties

(1) In addition to the properties to be defined according to 5.1.2(1), properties that need to be specified for design of SFRC in accordance with this Eurocode include the characteristic residual flexural strengths $f_{R,1k}$ and $f_{R,3k}$.

L.5.2 Strength

(1) The residual strength classes in this annex are based on the characteristic residual flexural strength $f_{R,1k}$ and $f_{R,3k}$ that should be taken from Table L.2.

NOTE 1 The classification is denominated according to $f_{R,1k}$ and the ratio $f_{R,3k}/f_{R,1k}$ denominated by a letter. The letter defines the ductility class which is illustrated in Figure L.1a).

NOTE 2 Values of characteristic residual flexural strength used in this Eurocode correspond to those determined using EN 14651 at the age t_{ref} defined in 5.1.3(2).

(2) If required, the strength of SFRC should be specified for times t that can be before or after t_{ref} for a number of stages (e.g. demoulding, removal of propping, transfer of prestress).

Table L.2 — Residual strength classes for SFRC

Ductility classes	Characteristic residual flexural strength $f_{R,1k}$									Analytical formulae
	1,0	**1,5**	**2,0**	**2,5**	**3,0**	**4,0**	**5,0**	**6,0**	**8,0**	
a	0,5	0,8	1,0	1,3	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	$f_{R,3k} = 0{,}5 f_{R,1k}$
b	0,7	1,1	1,4	1,8	2,1	2,8	3,5	4,2	5,6	$f_{R,3k} = 0{,}7 f_{R,1k}$
c	0,9	1,4	1,8	2,3	2,7	3,6	4,5	5,4	7,2	$f_{R,3k} = 0{,}9 f_{R,1k}$
d	1,1	1,7	2,2	2,8	3,3	4,4	5,5	6,6	8,8	$f_{R,3k} = 1{,}1 f_{R,1k}$
e	1,3	2,0	2,6	3,3	3,9	5,2	6,5	7,8	10,4	$f_{R,3k} = 1{,}3 f_{R,1k}$

NOTE 1 All strength classes apply unless a National Annex excludes specific classes.

NOTE 2 Intermediate classes can be used, if included in a National Annex.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) Illustration of the ductility classes

b) Typical relation between residual flexural strengths and crack widths

Key

X crackwidth

Y $f_{R,ik}/f_{R,1k}$ in a)

Figure L.1 — SFCR classification according to characteristic residual flexural strength

L.5.3 Elastic deformation

(1) The values of the modulus of elasticity, the Poisson's ratio and the thermal expansion coefficient may be taken according to 5.1.

(2) Values of the modulus of elasticity and Poisson's ratio may be subject to higher variation than for ordinary concrete when steel fibres are introduced into the mix. Where they are a significant component of action effects, they should be determined by testing.

L.5.4 Creep and shrinkage

(1) Creep and shrinkage properties may be taken according to 5.1. However, if these values have a significant impact on the action effects, they should be determined by testing.

(2) Values of creep and shrinkage may be subject to higher variation than for ordinary concrete when steel fibres are introduced into the mix. Where they are a significant component of action effects, they should be determined by testing.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.5.5 Design assumptions

L.5.5.1 Design residual tensile strengths

(1) For design according to Annex L, Formula (L.1) should be satisfied:

$$f_{\mathrm{R,1k}}/f_{\mathrm{ctk,0,05}} \geq 0{,}5 \tag{L.1}$$

(2) The values of the design residual tensile strength, f_{Ftsd} and f_{Ftud} should be taken as follows:

$$f_{\mathrm{Ftsd}} = \kappa_{\mathrm{O}} \cdot 0{,}40 \cdot f_{\mathrm{R,1k}}/\gamma_{\mathrm{SF}} \tag{L.2}$$

$$f_{\mathrm{Ftuk}} d\kappa_{\mathrm{O}} \cdot 0{,}37 \cdot f_{\mathrm{R,3k}}/\gamma_{\mathrm{SF}} \tag{L.3}$$

(3) The factor accounting for fibre orientation should be taken as $\kappa_{\mathrm{O}} = 0{,}5$ unless otherwise specified in Annex L or verified by testing.

(4) For bending moments, shear forces and torsion in slabs and beams made of concrete with consistency classes S2–S4 in accordance with EN 206, $\kappa_{\mathrm{O}} = 1{,}0$ may be used.

(5) More accurate information based on production of SFRC and well-founded theoretical approaches may be used to establish more accurate values for κ_{O}.

(5) For self compacting concrete, κ_{O} in every direction should be experimentally determined by using specimens and casting methods representative for the real structure. For design the value of κ_0 shall not exceed 2,0.

(6) Formulae in 5.1.6 may be used for determination of η_{cc} unless more accurate values are obtained from testing.

L.5.5.2 Stress-strain relation for structural analysis

(1) For structural analysis the constitutive law given in Figure L.2 may be used. The parameters should be determined as:

$$f_{\mathrm{Ft1,ef}} = \kappa_{\mathrm{O}} \cdot\ 0{,}37 f_{R,1k} \tag{L.4}$$

$$f_{\mathrm{Ft3,ef}} = \kappa_{\mathrm{O}} \cdot \left(0{,}57 f_{\mathrm{R,3k}} - 0{,}26\, f_{\mathrm{R,1k}}\right) \tag{L.5}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{Ftu}} = w_{\mathrm{u}}/l_{\mathrm{cs}} \leq 2{,}5\ \mathrm{mm}/l_{\mathrm{cs}} \leq \varepsilon_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.6}$$

$$l_{\mathrm{cs}} = \min\{h; s_{\mathrm{rm}}\} \tag{L.7}$$

$$s_{\mathrm{rm}} = 0{,}75 \cdot s_{\mathrm{r,max,cal}}\ (s_{\mathrm{r,max,cal}} \text{ according to L.9.3}). \tag{L.8}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{ctm}} = f_{\mathrm{ctm}}/E_{\mathrm{cm}} \text{ and } \varepsilon_{\mathrm{F,0}} = 2 \cdot \varepsilon_{\mathrm{ctm}} \tag{L.9}$$

As a simplification a constant value of $l_{\mathrm{cs}} = 125$ mm may be used.

NOTE 1 The value of $\varepsilon_{\mathrm{Ftud}}$ is 0,02 unless a National Annex gives a different value.

NOTE 2 Simplified stress distributions in cross sections used to determine the resistance to bending with axial force at the ultimate limit states are provided in L.8.1.

(2) The relation between σ_{c} and ε_{c} in compression in Formula (5.6) may be modified:

$$\varepsilon_{\mathrm{c1}} = 0{,}7\, f_{\mathrm{cm}}{}^{1/3}\, (1 + 0{,}03\, f_{\mathrm{R1,k}}) \tag{L.10}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{cu1}} = k \cdot \varepsilon_{\mathrm{c1}} \tag{L.11}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

where

$$k = 1 + \frac{20}{\sqrt{82 - 2{,}2 f_{\mathrm{R1,k}}}} \tag{L.12}$$

In millimetres

Figure L.2 — Constitutive law of SFRC for structural analysis

L.6 Durability - Concrete cover - Minimum cover

(1) For SFRC, the concrete cover due to durability requirements $c_{\mathrm{min,dur}}$ according to 6.5.2.2 shall only apply to the embedded reinforcement, not to the steel fibres.

(2) To avoid fibre accumulation, a minimum cover of $c_{\mathrm{min}} = 20$ mm to embedded reinforcement shall be used for all SFRC members.

(3) For design of SFRC in exposure classes XC2-XC4, XD1-XD3, and XS1-XS3, designed to be uncracked, the tensile strength in the outer most tension fibres shall be disregarded within a layer of $c_{\mathrm{f,dur}} = 10$ mm from the exposed surface.

(4) For design of SFRC in exposure classes XC2-XC4, XD1-XD3, and XS1-XS3 designed to be cracked, the residual tensile strength in the outer most tension fibres shall be disregarded with a distance of $c_{\mathrm{min,dur}}$ from the exposed surface, unless provisions (5) or (6) are satisfied.

If the characteristic crack width calculated in accordance with 9.2 is less than the crack width limit $w_{\mathrm{lim,cal}}$ stated in Table 9.2(NDP) and L.9, the values of $c_{\mathrm{f,dur}}$ may be reduced as follows:

$$c_{\mathrm{f,dur}} = c_{\mathrm{min,dur}} \frac{w_{\mathrm{k,cal}}}{w_{\mathrm{lim,cal}}} \geq 10 \text{ mm} \tag{L.13}$$

(5) If stainless steel fibres are used, the residual tensile strength of the outermost tension fibres within depth $c_{\mathrm{f,dur}}$ may be used.

(6) The residual tensile strength of fibres in the layer $c_{\mathrm{f,dur}}$ may be used in temporary situations such as during the construction phase.

L.7 Structural analysis - Plastic analysis - Special rules for SFRC structures

(1) Plastic analysis of SFRC structures without any direct check of rotation capacity may be used for the ultimate limit state analysis of the following structure types:

— Foundations and slabs supported directly on ground.

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

— For statically indeterminate rafts and slabs on piles subject to the following conditions:
  — the ductility class is at least c and
  — if the member is needed for structural stability $f_{R,3k}/f_{ct,flm} \geq 1{,}0$.
— For statically indeterminate elevated slabs subject to the following conditions:
  — the ductility class is at least c,
  — $f_{R,3k}/f_{ct,flm} \geq 1{,}0$

(2) For members not fulfilling the requirements of (1), methods based on plastic analysis, or linear analysis with limited redistribution, shall only be applied where the deformation capacity of the critical sections is demonstrated to be sufficient by calculation for the envisaged failure mechanisms to be formed.

NOTE Due to possible localisation effects occurring at yielding of longitudinal reinforcement, minimum reinforcement as prescribed in L.12.1 is not sufficient to generally allow plastic analysis without verification of the deformation capacity.

(3) Methods to be used for verification of plastic deformation capacity shall take local variations in residual tensile strength into account.

L.8 Ultimate Limit States (ULS)

L.8.1 Bending with or without axial force - Stress distribution for SFRC in tension

(1) A simplified rigid plastic approach for the residual tensile strength according to Figure L.3a) may be used for ultimate limit state design of a member subjected to bending with or without axial compression, for ductility classes a, b and c.

For classes d and e this approach should only be used to determine the ULS moment capacity at the design tensile strain limit.

(2) The tensile strain limit relevant to the simplified rigid plastic approach should be calculated from Formula (L.14) with ε_{Ftud} as defined in *L.5.1.7*:

$$\varepsilon_{Ftu} = \varepsilon_{Ftud} \tag{L.14}$$

(3) For the design of steel fibre reinforced cross sections a bi-linear residual tensile stress distribution according to Figure L.3b) may be used with parameters as defined in *L.5.1.7* and:

$$f_{Ft1d} = f_{Ft1,ef}/\gamma_{SF} \tag{L.15}$$

$$f_{Ft3d} = f_{Ft3,ef}/\gamma_{SF} \tag{L.16}$$

(4) The stress distribution according to Formula (8.4) may be modified for SFRC by applying $\varepsilon_{c2} = 0{,}0025$ and $\varepsilon_{cu} = 0{,}006$.

(5) For ultimate limit state design in flexure of statically indeterminate slabs, the design strengths, f_{Ftud}, f_{Ft1d} and f_{Ft3d}, may be increased by multiplying with factor κ_G:

$$\kappa_G = 1{,}0 + A_{ct} \cdot 0{,}5 \leq 1{,}5 \tag{L.17}$$

where

A_{ct} area of the tension zone (in m^2) of the cross section involved in the failure of an equilibrium system.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Dimensions in millimetres

a) Plastic distribution

b) bi-linear distribution

Figure L.3 — Simplified stress distributions for SFRC

L.8.2 Shear

L.8.2.1 General verification procedure

(1) Shear reinforcement may be omitted in regions of the SFRC member where $\tau_{Ed} \leq \tau_{RD,cF}$ according to L.8.2.2.

(2) If (1) is not met, shear reinforcement shall be designed according to L.8.2.3.

(3) Steel fibres shall not be taken into account for members resisting shear in combination with axial tension.

L.8.2.2 Detailed verification for members not requiring design shear reinforcement

(1) For SFRC with longitudinal bars in the tensile zone, the design value of the shear strength should be taken as:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta \cdot \frac{0{,}6}{\gamma_c}\left(100\rho_l \cdot f_{ck}\frac{d_{dg}}{d}\right)^{1/3} + f_{Ftud} \geq \eta \cdot \tau_{Rdc,min} + f_{Ftud} \quad \text{(L.18)}$$

$$\eta = \max\{\frac{1}{1 + 0{,}43 f_{Ftuk}^{2,85}}; 0{,}4\} \quad \text{(L.19)}$$

(2) When, on the basis of the design shear calculation, no shear reinforcement is required, minimum shear reinforcement may be needed according to L.12.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.8.2.3 Members requiring design shear reinforcement

(1) For members with SFRC that require design shear reinforcement, and have steel fibres and longitudinal bars in the tensile zone, the design value of the shear strength should be taken as:

$$\tau_{\mathrm{Rd,sF}} = \eta_{\mathrm{ss}}\rho_{\mathrm{w}}f_{\mathrm{yd}} + \eta_{\mathrm{F}}f_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.20}$$

where

$\eta_{\mathrm{ss}} = 0{,}75$ and $\eta_{\mathrm{F}} = 1{,}0$.

L.8.3 Torsion - Torsional resistance of compact or closed sections

(1) The torsional resistance in the transverse and longitudinal directions of SFRC members should be taken as:

$$\tau_{\mathrm{Rd,swF}} = \eta_{ss}\tau_{\mathrm{Rd,sw}} + \eta_{\mathrm{F}}\, f_{\mathrm{Ftud}} \geq \tau_{\mathrm{Rd,sw}} \tag{L.21}$$

$$\tau_{\mathrm{Rd,slF}} = \eta_{\mathrm{ss}}\tau_{\mathrm{Rd,sl}} + \eta_{\mathrm{F}}\, f_{\mathrm{Ftud}} \geq \tau_{\mathrm{Rd,sl}} \tag{L.22}$$

where

$\eta_{\mathrm{F}} = 1{,}0$ and $\eta_{\mathrm{ss}} = 0{,}75$

(2) Where a member is subject to torsion in combination with shear and bending, fibre contribution to design resistances should only be as one of the two approaches:

— the fibre contribution is used to resist torsional action effects only

— the fibre contribution is used to resist tensile forces arising from shear and bending action effects, with fibre contribution to sectional resistance disregarded in determining axial tension and torsional resistances

(3) Minimum reinforcement according to L.12.1 shall always be provided for beams.

L.8.4 Punching

L.8.4.1 Punching shear resistance of FRC slabs without shear reinforcement

(1) The design punching shear stress resistance of FRC slabs with flexural reinforcement complying with *L.12.1.1* should be calculated as follows:

$$\tau_{\mathrm{Rd,cF}} = \eta_{\mathrm{c}} \cdot \tau_{\mathrm{Rd,c}} + \eta_{\mathrm{F}} \cdot f_{\mathrm{Ftud}} \geq \eta_{\mathrm{c}}\, \tau_{\mathrm{Rdc,min}} + f_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.23}$$

where

η_{c} $= \tau_{\mathrm{Rd,c}}/\tau_{\mathrm{Ed}} \leq 1{,}0$;

$\tau_{\mathrm{Rd,c}}$ is given in 8.4.3(1);

η_{F} $= 1{,}0$.

(2) Formula (L.23) shall not be applied to members subject to punching shear in combination with axial tension.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.8.4.2 Punching shear resistance of FRC slabs with shear reinforcement

(1) Where shear reinforcement is required in FRC slabs with flexural reinforcement complying with 12.1.1, Formula (8.88) may be replaced by Formula (L.24):

$$\tau_{\mathrm{Rd,cs}} = \eta_{\mathrm{c}} \cdot \tau_{\mathrm{Rd,c}} + \eta_{\mathrm{s}} \cdot \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} + \eta_{\mathrm{F}} \cdot f_{\mathrm{Ftud}} \geq \rho_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} + \eta_{\mathrm{F}} \cdot f_{\mathrm{Ftud}} \quad \text{(L.24)}$$

where

η_{c} and η_{s} are defined in 8.4.4(1);

η_{F} = 1,0.

L.8.5 Design with strut-and-tie models - Ties

(1) Fibres may be used in place of the transverse reinforcement.

(2) Fibres may substitute the main longitudinal reinforcement only up to 30 % of the total required amount. A maximum stress of $f_{\mathrm{Fts,ef}}$ and f_{Ftud} may be assumed for serviceability and ultimate limit state respectively in the concrete areas involved.

L.8.6 Partially loaded areas

(1) Fibres may be used to replace the transverse reinforcement required to resist transverse tensile stresses arising from action effects in partially loaded areas. For the design, the idealised tensile post-cracking behaviour (see *L.5.1.7* and L.8.1) may be used.

L.9 Serviceability Limit States (SLS) - Crack control

L.9.1 General considerations

(1) The stress and crack width limits in Table 9.1(NDP) and Table 9.2(NDP) may be applied to members reinforced with steel fibres.

(2) In determining stresses and crack widths for use of Table 9.1(NDP) and Table 9.2(NDP), $c_{\mathrm{f,dur}}$ shall be disregarded from the concrete section in accordance with *L.6.5(2)*.

L.9.2 Minimum reinforcement areas for crack control

(1) The reinforcement areas calculated by Formulae (9.3) to (9.5) may be adjusted for the fibre contribution in accordance with *L.12.1.1*.

L.9.3 Refined control of cracking

(1) The maximum crack spacing for members reinforced with steel fibres and longitudinal bars should be calculated as:

$$s_{\mathrm{r,max,cal}} = (2c + 0{,}28 \cdot \phi/\rho_{\mathrm{p,ef}}) \cdot (1 - f_{\mathrm{Fts,ef}}/f_{\mathrm{ctm}}) \quad \text{(L.25)}$$

where $f_{\mathrm{Fts,ef}}$ is the effective residual tensile strength for the serviceability limit states, and the remaining parameters are as defined in 9.2.4.

(2) The stress in the tensile reinforcement σ_{s} in Formula (9.13), should be calculated using the provisions of L.8.1.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.10 Fatigue

(1) For fatigue verification of SFRC members, the contribution of fibres should be neglected.

L.11 Detailing of reinforcement and post-tensioning tendons

L.11.1 General

(1) Steel fibres shall not be used to replace reinforcement across a construction joint.

(2) The residual tensile strength of SFRC shall be disregarded at construction joints.

L.11.2 Spacing of bars

(1) A clear bar distance $\geq k_F$ times the fibre length should be used.

NOTE The value of k_F is 20 unless a National Annex gives a different value.

L.12 Detailing of members and particular rules

L.12.1 Minimum reinforcement rules

(1) In members reinforced with steel fibres with or without axial force, minimum reinforcement shall be provided so that:

$$M_{R,min}(N_{Ed}) \geq k \cdot M_{cr}(N_{Ed}) \tag{L.26}$$

where

$M_{R,min}$ is the bending strength of the section with $A_{s,min}$ in presence of the co-existing axial force N_{Ed}, the effects of the fibres included by the effective residual tensile strength $f_{Ftu,ef}$ and the stress distributions in L.8.1 used. The reduction in $A_{s,min}$ due to the fibre-contribution should fulfil the limits described in the subsequent clauses.

(2) In members subjected to axial tension, $A_{s,min}$, shall meet the following requirement:

$$N_{R,min} \geq k \cdot N_{cr} \tag{L.27}$$

Similarly as above the effects of the fibres are included by the residual tensile strength, and the reduction $A_{s,min}$ due to the fibre-contribution should fulfil limits described in the subsequent clauses.

(3) The minimum shear reinforcement area $\rho_{Fw,min}$ for members reinforced with steel fibres requiring shear or torsion reinforcement may be taken as:

$$\rho_{Fw,min} = \rho_{w,min} - f_{Ftu,ef}/f_{yk} \geq 0 \tag{L.28}$$

where

$$f_{Ftu,ef} \geq 0{,}08 \cdot \sqrt{f_{ck}} \tag{L.29}$$

L.12.2 Beams

L.12.2.1 Longitudinal reinforcement

(1) The minimum longitudinal reinforcement in beams should not be replaced by steel fibres.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

L.12.2.2 Shear and torsion reinforcement

(1) The shear and torsion reinforcement in beams may be fully replaced by steel fibres if the provisions in L.12.1 are fulfilled.

L.12.3 Slabs

L.12.3.1 General

(1) The longitudinal reinforcement in slabs may be partly replaced by steel fibres subject to the provisions in L.12.1.

(2) The replacement of minimum longitudinal tensile reinforcement should be limited to a fraction k_{AS} of $A_{s,min}$.

NOTE The value of k_{AS} is 0,50 unless a National Annex gives a different value for use in a Country.

(3) The minimum secondary tensile reinforcement in one-way slabs may be fully replaced by steel fibres.

L.12.3.2 Shear reinforcement

(1) The shear reinforcement in slabs may be fully replaced by steel fibres if Formula (L.30) is fulfilled:

$$f_{Ftu,ef}/f_{yk} \geq \rho_{w,min} \quad \text{(L.30)}$$

where $f_{Ftu,ef}$ according to Formula (L.29).

(2) The minimum depth given in 12.3.2(2) does not apply for SFRC slabs with fibres as the only shear reinforcement.

L.12.4 Walls and deep beams

(1) Vertical and horizontal minimum reinforcement in walls $A_{s,min,v}$ and $A_{s,min,h}$ may be fully replaced by the steel fibres, taking into account the post cracking tensile strength $f_{Ftu,ef}$ in accordance with *L.12.1.1*.

L.12.5 Tying systems for robustness of buildings

(1) Fibre reinforcement shall not be considered in the calculation of tie reinforcement.

L.13 Additional rules for precast concrete elements and structures

L.13.1 Concrete - Strength of SFRC

(1) Where quality control measures in accordance with the relevant execution standard are applied, the characteristic values $f_{R,1k}$ and $f_{R,3k}$ may be determined using $\kappa_{k,max} = 1{,}0$ if $\kappa_G = 1{,}0$. In this case residual strength and ductility classes according to Table L.2 may be neglected.

L.13.2 Connections and supports

(15) 8.5.3 or 8.6 should be used to determine the capacity of connection in compression without considering steel fibres of SFRC.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.14 Lightly reinforced SFRC structures

L.14.1 General

(1) This clause provides additional rules for steel fibre reinforced structural members where the minimum reinforcement provided is less than the requirements in L.12.

(2) For members constructed with joints to avoid uncontrolled cracking, it should be ensured that brittle failure of these members does not lead to collapse of the structure.

(3) Members using SFRC and designed in accordance with this clause do not preclude the provision of steel reinforcement needed to satisfy serviceability, nor reinforcement in certain parts of the members. Any reinforcement may be taken into account for the local verification of ultimate limit states as well as for the checks of the serviceability limit states.

(4) Members subject to imposed deformations should comply with provisions of L.12.

L.14.2 Concrete

(1) When tensile stresses are considered for the design resistance of steel fibre reinforced concrete members, linear elastic analysis may be applied with the post cracking tensile design strength using Formula (L.10) in *L.5.1.7* as stress limit.

(2) For design of steel fibre reinforced concrete members according to L.14, tensile stresses according to the stress strain diagrams in L.8.1 may be considered in the design.

L.14.3 Ultimate limit states (ULS) - Shear resistance of SFRC members without longitudinal reinforcement

(1) For SFRC without longitudinal bars or prestressing tendons in the tensile zone, the design value of the shear strength should be taken as:

$$\tau_{\mathrm{Rd,cF}} = f_{\mathrm{Ftud}} \tag{L.31}$$

L.14.4 Serviceability limit states (SLS)

(1) For SFRC members without longitudinal bars, and structural hardening behaviour under bending with or without axial compression, the maximum crack spacing can be determined as:

$$s_{\mathrm{r,max,cal}} = h \tag{L.32}$$

L.14.5 Detailing of members and particular rules

L.14.5.1 SFRC Column footing on rock

(1) For design of SFRC, f_{Ftsd} and f_{Ftud} may be taken into account in accordance with *L.5.1.7*.

L.14.5.2 Foundations directly on ground

(1) For continuously ground supported rafts and foundation beams a minimum residual strength and ductility class of 1b according to Table L.2 should be applied.

L.14.5.3 Foundations on piles

(1) For rafts and slabs on piles a minimum residual strength and ductility class of 2c according to Table L.1 or Formula (L.26), should be applied.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

L.14.5.4 Segmental Lining

(1) For segmental lining without additional longitudinal reinforcement, a minimum performance according to class 4c should replace Formula (L.26).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex M
(normative)

Lightweight aggregate concrete structures

M.1 Use of this annex

(1) This Normative Annex contains additional provisions for all concretes made with natural or artificial mineral lightweight aggregates with closed structure. The provisions of this Eurocode apply for concrete members with lightweight aggregates unless modified in this Annex M.

M.2 Scope and field of application

(1) This Normative Annex applies to all concretes made with natural or artificial mineral lightweight aggregates with closed structure, unless reliable experience indicates that provisions different from those given can be adopted safely.

(2) This Normative Annex does not apply to aerated concrete either autoclaved or normally cured nor to lightweight aggregate concrete with an open structure

M.3 General

(1) In EN 206, lightweight aggregate concrete is classified according to:

— its density as shown in Table M.1. Alternatively, the density may be specified as a target value;

— its compressive strength f_{ck} = 12 MPa to 80 MPa according to LC12/13 to LC80/88.

(2) All clauses of this code are generally applicable, unless they are substituted by special provisions given in Table M.2.

Table M.1 — Density classes and corresponding design densities of LWAC according to EN 206

	Density class						Analytical formula
	D1,0	**D1,2**	**D1,4**	**D1,6**	**D1,8**	**D2,0**	
Density (kg/m³)	801 −1 000	1 001 −1 200	1 201 −1 400	1 401 −1 600	1 601 −1 800	1 801 −2 000	–
Coefficient $\eta_{lw,fc}$	0,45	0,55	0,64	0,73	0,82	0,91	$\eta_{lw,fc} = \frac{\rho}{2\,200}$ (M.1)
Coefficient $\eta_{lw,fct}$	0,67	0,73	0,78	0,84	0,89	0,95	$\eta_{lw,fct} = 0{,}40 + 0{,}60\frac{\rho}{2\,200}$ (M.2)
Coefficient $\eta_{lw,Ec}$	0,21	0,30	0,40	0,53	0,67	0,83	$\eta_{lw,Ec} = \left(\frac{\rho}{2\,200}\right)^2$ (M.3)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table M.2 — Special provisions for LWAC

Reference to original clause	Values and terms to be modified for lightweight aggregate concrete	Provisions and formulae for lightweight aggregate concrete
5.1.3(3)	Maximum compressive strength	$f_{ck} \leq 80$ MPa
Table 5.1	Mean value of concrete cylinder compressive strength f_{cm}	$f_{cm} = 17$ MPa for $f_{ck} = 12$ MPa; $f_{cm} = 22$ MPa for $f_{ck} = 16$ MPa; values given in Table 5.1 for $f_{ck} \geq 20$ MPa.
Table 5.1	Concrete tensile strength f_{ctm}, $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$	The tensile strength may be obtained by multiplying the values given in Table 5.1 by coefficient $\eta_{lw,fct}$ given in Table M.1.
5.1.4	Modulus of elasticity E_{cm}	An estimate of the mean values of the secant modulus E_{cm} may be obtained by multiplying the values for normal density concrete according to 5.1.4 by coefficient $\eta_{lw,Ec}$ given in Table M.1.
5.1.6(5)	Linear coefficient of thermal expansion	Unless more accurate information is available, the linear coefficient of thermal expansion may be taken equal to $8 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1}
5.1.5(2), Table 5.2	Creep coefficient	The creep coefficient φ may be assumed equal to the value of normal density concrete multiplied by: — $1{,}3 \cdot \eta_{lw,Ec}$ for $f_{ck} \leq 16$ MPa, — $\eta_{lw,Ec}$ for $f_{ck} \geq 20$ MPa.
5.1.5(4), Table 5.3	Total shrinkage	The final shrinkage values may be obtained by multiplying the values for normal density concrete in Table 5.4 by: — 1,5 for $f_{ck} \leq 16$ MPa, — 1,2 for $f_{ck} \geq 20$ MPa.
5.1.6(1)	Design value of concrete compressive strength f_{cd}	The influence of the increased brittleness of lightweight concrete on the design strength f_{cd} shall be accounted by replacing Formula (5.4) by Formula (M.4): $\eta_{cc} = \left(\eta_{lw,fc}\frac{40}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1$ (M.4) where coefficient $\eta_{lw,fc}$ is given in Table M.1
Tables 6.3(NDP), 6.4(NDP), 6.5(NDP)	Minimum clear cover $c_{min,dur}$ due to durability requirement	The values of $c_{min,dur}$ given in Tables 6.3(NDP), 6.4(NDP) and 6.5(NDP) should be increased by 5 mm.
8.1.4(2)	Confined concrete	Formulae (8.6a) and (8.6b) shall be replaced by Formula (M.5): $\Delta f_{cd} = \sigma_{c2d}$ (M.5a) $\Delta f_{cd} = 0{,}88\sigma_{c2d}^{3/4} \cdot f_{cd}^{1/4}$ (M.5b)

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Reference to original clause	Values and terms to be modified for lightweight aggregate concrete	Provisions and formulae for lightweight aggregate concrete
8.1.4(2), 8.2.1(4), 8.2.2(2) 8.4.3(1)	Parameter d_{dg} affecting the resistance of confined concrete, the shear resistance of members not requiring design shear reinforcement and the punching shear resistance	The parameter d_{dg} taking account of concrete type and its aggregate properties shall be assumed as $d_{dg} = 16$ mm.
8.6(2)	Partially loaded areas	Formula (8.105) shall be replaced by Formula (M.6): $\sigma_{Rdu} = f_{cd} \cdot [A_{c1}/A_{c0}]^{\frac{\eta_{lw,fc}}{2}} \leq 3{,}0 \cdot \eta_{lw,fc} \cdot f_{cd}$ (M.6)
9.3.2(1), Table 9.2	Deflection control	The basic ratios of span/effective depth for reinforced concrete members given in Table 9.2, should be reduced by a factor $\eta_{lw,Ec}{}^{0,15}$.
11.3(4) and 11.3(5)	Permissible mandrel diameter for bent bars	The required minimum mandrel diameter to avoid concrete failures according to 11.3(4) shall be increased by factor $1/\eta_{lw,fct}$ (coefficient $\eta_{lw,fct}$ according to Table M.1)
11.4.2, 11.5.2	Anchorages and laps of bars	The design anchorage lengths $\ell_{bd,req}$ according to 11.4.2 and the design lengths of lap splices $\ell_{sd,req}$ according to 11.5.2 shall be increased by factor $1/\eta_{lw,fct}$ (coefficient $\eta_{lw,fct}$ according to Table M.1)
B.4(1)	Creep coefficient	The creep coefficient for normal weight concrete $\varphi(t,t_0)$ should be multiplied by $\eta_{lw,Ec}$. For concrete grades LC12/13 and LC16/18 the creep coefficient shall be additionally multiplied by a factor 1,3.
B.5(1)	Shrinkage strain	The shrinkage strain of normal weight concrete, $\varepsilon_{cs}(t,t_s)$, should be multiplied by a factor of 1,5 for LC8/9, LC12/13, LC16/18 and of 1,2 for LC20/22 and higher.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex N
(informative)

Recycled aggregates concrete structures

N.1 Use of this annex

(1) This Informative Annex provides supplementary rules for structures made of recycled aggregates concrete. The provisions of this Eurocode apply for concrete members with recycled aggregates concrete unless modified in this Annex N.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in a National Annex. If a National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

N.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex applies to structures made of recycled aggregates concrete.

N.3 General

(1) Concrete with recycled aggregates may be used where the use of recycled aggregates will not impair durability, service performance like appearance or wear, or represents a risk of polluting water or air. Recycled aggregates may be used in normal concrete production without any particular consent if done in accordance with the provisions of EN 206.

(2) If the percentage of recycled aggregates exceeds the limits given in EN 206 and if the properties listed in 5.1.2(2) for concrete with recycled aggregates are relevant to the design in accordance with this Eurocode, these properties should be determined by testing in accordance with EN 206. The exposure resistance class should be determined based on durability performance testing.

(3) In order to facilitate recycling, the following may be assumed or type A recycled aggregate as defined in EN 206. For type B recycled aggregate, the substitution rate limits provided below should be decreased by 50 %.

a) For reinforced concrete:

- when the substitution rate of recycled aggregates (quantity of fine and coarse recycled aggregates/total quantity of aggregates) $\alpha_{RA} \leq 0{,}20$ there is no change in the mechanical properties,
- when $0{,}20 < \alpha_{RA} \leq 0{,}40$ the values of properties of Table N.1 should be used or values should be measured,
- when $\alpha_{RA} > 0{,}40$ the properties should be measured using an identified batch of aggregates.

b) For prestressed concrete:

- when $0 < \alpha_{RA} \leq 0{,}20$ the values of properties of Table N.1 should be used or values should be measured,
- when $\alpha_{RA} > 0{,}20$ the properties should be measured using an identified batch of aggregate.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table N.1 — Special provisions for recycled aggregates concrete

Reference to original clause	Values and terms to be modified for recycled aggregates concrete	Provisions and formulae for recycled aggregates concrete [a)]
	Density	$\rho = 2{,}5 - 0{,}22\alpha_{\mathrm{RA}}$
5.1.3(2)	Maximum compressive strength	$f_{\mathrm{ck}} \leq 50$ MPa
Table 5.1	Mean value of concrete cylinder compressive strength f_{cm}	No change.
Table 5.1	Concrete tensile strength $f_{\mathrm{ctm}}, f_{\mathrm{ctk,0,05}}, f_{\mathrm{ctk,0,95}}$	Determine by testing if relevant. Alternatively may be used the following: $f_{\mathrm{ctm}} = 0{,}3 \cdot f_{\mathrm{ck}}^{2/3}$
5.1.4	Modulus of elasticity E_{cm}	Determine by testing if relevant. Alternatively may be used the following: $E_{\mathrm{cm}} = \eta_{\mathrm{ERA}} \cdot f_{\mathrm{cm}}^{1/3}$ where $\eta_{\mathrm{ERA}} = k_{\mathrm{E}} \cdot (1 - 0{,}25 \cdot \alpha_{\mathrm{RA}})$
5.1.6(5)	Linear coefficient of thermal expansion	Unless more accurate information is available, the linear coefficient of thermal expansion may be taken equal to $10 \cdot 10^{-6}\ \mathrm{K}^{-1}$
5.1.5(3), Table 5.3	Creep coefficient	Determine by testing if relevant. Alternatively the creep coefficient for basic and drying creep should be multiplied by a factor $\eta_{\mathrm{cRA}} = 1 + 0{,}6 \cdot \alpha_{\mathrm{RA}}$
5.1.5(8), Table 5.4	Total shrinkage	Determine by testing if relevant. Alternatively the basic and drying shrinkages should be multiplied by a factor $\eta_{\mathrm{shRA}} = 1 + 0{,}8 \cdot \alpha_{\mathrm{RA}}$
5.1.7(1)	Design value of concrete compressive strength f_{cd}	No change.
Tables 6.3(NDP), 6.4(NDP), 6.5(NDP)	Minimum clear cover $c_{\mathrm{min,dur}}$ due to durability requirement	Determine ERC by testing if relevant. For concrete including recycled aggregate, the same minimum cover depth for durability $c_{\mathrm{min,dur}}$ applies provided the material pertains the same exposure resistance class (ERC) as concrete including natural aggregate only. Adaptation of the limiting values and/or performance thresholds ensuring compliance with ERCs for concrete including recycled aggregate are given in EN 206 complemented by the provisions valid in the place of use. If the ERC is not determined for reinforced or prestressed concrete when $\alpha_{\mathrm{RA}} > 0{,}20$ and for prestressed concrete when $\alpha_{\mathrm{RA}} > 0$, the values of $c_{\mathrm{min,dur}}$ given in 6.5.2 should be increased by +5 mm in case of XC-exposure classes and by +10 mm in case of XD/XS-exposure classes.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Reference to original clause	Values and terms to be modified for recycled aggregates concrete	Provisions and formulae for recycled aggregates concrete [a)]
Clause 7	Rotation capacity	Multiply in 5.1.6(3), Formula (5.6) by $\eta_{\varepsilon c} = 1 + 0{,}33 \cdot \alpha_{RA}$: $\varepsilon_{c1}(‰) = \eta_{\varepsilon c}\left(0{,}7 f_{cm}^{\frac{1}{3}}\right) \leq 2{,}8\ ‰$ $\varepsilon_{cu1}(‰) = \eta_{\varepsilon c}\left(2{,}8 + 14\left(1 - \frac{f_{cm}}{108}\right)^4\right) \leq 3{,}5\ ‰$
8.1.4(2)	Confined concrete	No change.
8.1.4(2), 8.2.1(5), 8.2.2(3), 8.4.3(1)	Parameter d_{dg} affecting the resistance of confined concrete, the shear resistance of members not requiring design shear reinforcement and the punching shear resistance	The parameter d_{dg} taking account of concrete type and its aggregate properties shall be assumed as $d_{dg} = 16$ mm. Shear strength without shear reinforcement: Multiply in 8.2.1(4), Formula (8.11) and in 8.2.2(2), Formula (8.16) by $\eta_{\tau} = 1 - 0{,}2 \cdot \alpha_{RA}$.
8.6(2)	Partially loaded areas	No change.
9.3.2(2), Table 9.2	Deflection control	$\varsigma = 1 - \beta_{tRA}\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \geq 0$ with $\beta_{tRA} = 1{,}0$ for a single short term loading and $\beta_{tRA} = 0{,}25$ for sustained loads or many cycles of repeated loading;
11.3(4) and (5)	Permissible mandrel diameter for bent bars	No change.
11.4.2, 11.5.2	Anchorages and laps of bars	No change.
B.4(1)	Creep coefficient	Determine by testing if relevant. Alternatively the creep coefficient for basic and drying creep should be multiplied by a factor $\eta_{ccRA} = 1 + 0{,}6 \cdot \alpha_{RA}$ (high dispersion of the results).
B.5(1)	Shrinkage strain	Determine by testing if relevant. Alternatively the basic and drying shrinkages should be multiplied by a factor $\eta_{shRA} = 1 + 0{,}8 \cdot \alpha_{RA}$ (high dispersion of the results).

[a] In Formulae is α_{RA} the substitution rate of recycled concrete aggregates (varying from 0 to 1):

$$\alpha_{RA} = \frac{\text{quantity of recycled sand and gravel}}{\text{total quantity of aggregates}}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex O
(informative)

Simplified approaches for second order effects

O.1 Use of this Informative Annex

(1) Annex O provides complementary guidance to 7.4 for second order structural analysis of members and systems.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in a National Annex. If a National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

O.2 Scope and field of application

(1) Annex O provides conservative simplified methods for design against second order effects, including:

— a formulation for the determination of the buckling load for reasonably symmetrical building structures (see O.3) and isolated members (see O.4);

— a slenderness criterion for isolated members to below which second order effects may be neglected (see O.5);

— a conservative simplified method to evaluate the second order effects of isolated elements based on a nominal curvature (see O.7); and

— simplified criteria to determine stiffnesses for the evaluation of second order effects by the second order elastic method or by a moment magnification factor (see O.8).

O.3 Critical load of building structures

(1) For multilevel, reasonably symmetrical building structures having distinct bracing members (typically shear walls) with reasonably constant bending stiffness along the height, and with approximately equal loading on each level and negligible global torsional action, the global buckling load, F_{VB}, may be taken as:

When shear deformations may be neglected:

$$F_{\mathrm{VB}} = F_{\mathrm{VBB}} \tag{O.1}$$

When shear deformations may not be neglected:

$$F_{\mathrm{VB}} = \left(\frac{1}{F_{\mathrm{VBB}}} + \frac{1}{F_{\mathrm{VBS}}}\right)^{-1} \tag{O.2}$$

where

F_{VBB} is the buckling load of a cantilever (with no shear deformation), restricted by the floors, with base rotation that may be taken as:

$$F_{\mathrm{VBB}} = \frac{7{,}8 n_{\mathrm{s}}}{n_{\mathrm{s}} + 1{,}6} \frac{1}{1 + 3{,}9 k_{\theta}} \frac{EI}{L^2} \tag{O.3}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

F_{VBS} is the buckling load due to localised lateral storey deformations, to be included when significant. For solid shear walls it may be taken as the cracked shear stiffness:

$$F_{VBS} = \frac{k_c \cdot G_{cd} \cdot A_c}{1{,}2} \tag{O.4}$$

where

n_s is the number of storeys;

L is the total height of the building above the base (foundation or top of a rigid basement);

EI $= (\Sigma k_c E_{cd} I_c)/(1+\varphi_{ef,s})$ is the sum of the bending stiffnesses of all bracing members;

I_c is the second moment of area of the gross concrete cross section;

E_{cd} is the design value of the modulus of elasticity, see 7.4.3.3(3);

$\varphi_{ef,s}$ is the effective creep coefficient for global second order effects, see 7.4.2(2);

G_{cd} $\approx 0{,}4E_{cd}$ is the design value of the elastic shear modulus;

k_c reflects the extent of cracking and the effect of non-linear material properties and may be taken as:

$k_c = 0{,}4$ in the general case;

$k_c = 0{,}8$ if it can be shown that the tensile stress in the bracing members under the effect characteristic combination of actions at the critical sections is less than f_{ctd}.

k_θ is the sum of rotational restraint stiffnesses at the base of the bracing members;

$$k_\theta = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EI}{L} \tag{O.5}$$

θ is the rotation for bending moment M.

(2) In cases where the global buckling load $F_{V,B}$ is not well defined, the Formula (O.6) may be used:

$$F_{V,B} = \frac{F_{H,0Ed}}{F_{H,1Ed}} F_{V,Ed} \tag{O.6}$$

where

$F_{H,1Ed}$ is a fictitious horizontal force, giving the same bending moments as the vertical load $F_{V,Ed}$ acting on the deformed structure, with deformation caused by $F_{H,0Ed}$ and calculated with an effective stiffness according to 7.4.3.2(1);

$F_{H,0Ed}$ is the first order horizontal force due to wind, imperfections, etc.

O.4 Critical load of isolated members

(1) For use in simplified second order analyses, the elastic buckling load (N_B) and effective length l_0 of a compression member are defined by:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \tag{O.7}$$

where

EI is a representative effective stiffness, in the considered plane of bending;

l_0 is the effective length that may be determined using Formulae (O.9) or (O.10).

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

O.5 Slenderness ratio and effective length of isolated members

(1) The slenderness ratio is defined as follows:

$$\lambda = l_0/i \tag{O.8}$$

where

$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$ is the radius of gyration of the uncracked concrete section.

(2) In the definition of effective length l_0, the stiffness of restraining members should include the effect of cracking, unless they can be shown to be uncracked in ULS.

(3) For compression members in regular frames the effective length l_0 may be determined in the following way:

For braced members:

$$l_0 = 0{,}5l\sqrt{\left(1+\frac{f_{r1}}{0{,}45+f_{r1}}\right)\cdot\left(1+\frac{f_{r2}}{0{,}45+f_{r2}}\right)} \tag{O.9}$$

For unbraced members:

$$l_0 = l\frac{\sqrt{(1+2{,}4f_{r1}+2{,}4f_{r2})\cdot(1+2{,}4f_{r1})\cdot(1+2{,}4f_{r2})}}{1+1{,}2f_{r1}+1{,}2f_{r2}} \tag{O.10}$$

where

f_{r1}, f_{r2} are the relative flexibilities of rotational restraints at ends 1 and 2 respectively; since fully rigid restraint is rare in practice, a minimum value of 0,1 should be taken for f_{r1} and f_{r2}

$$f_r = \frac{\theta}{M}\cdot\frac{EI}{l} \tag{O.11}$$

θ is the rotation of restraining members for bending moment M, see also (2);

EI is the bending stiffness of the compression member, see also (4);

l is the clear height of the compression member between end restraints.

NOTE $f_r = 0$ is the theoretical limit for rigid rotational restraint and $f_r = \infty$ represents the limit for no rotational restraint at all.

(4) If an adjacent compression member (column) in a node is likely to contribute to the rotation at buckling, the (EI/l) in the definition of f_r should be replaced by $[(EI/l)_a + (EI/l)_b]$, with a and b representing the compression member above and below the node.

O.6 Slenderness criteria for isolated members

(1) As an alternative to 7.4.1(3) second order effects may be ignored if the slenderness λ is smaller than or equal to $\lambda_{lim,simpl}$ (see Formula (O.12)), or, if not, smaller than λ_{lim} (see Formula (O.13)):

$$\lambda_{lim,simpl} = \frac{10{,}8}{\sqrt{n}} \tag{O.12}$$

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$$\lambda_{\text{lim}} = 20\frac{A\,B\,C}{\sqrt{n}} \tag{O.13}$$

where

A $= 1/(1 + 0{,}2\varphi_{\text{eff,b}})$ (if φ_{eff} is not known, $A = 0{,}7$ may be used);

B $= \sqrt{1 + 2\omega}$ (if ω is not known, $B = 1{,}1$ may be used);

C $= 1{,}7 - r_{\text{m}}$ (if r_{m} is not known, $C = 0{,}7$ may be used);

$\varphi_{\text{eff,b}}$ is the effective creep ratio for local effects, see 7.4.2(2);

ω $= A_{\text{s}} f_{\text{yd}}/(A_{\text{c}} f_{\text{cd}})$ is the mechanical reinforcement ratio;

A_{s} is the total area of longitudinal reinforcement;

n $= N_{\text{Ed}}/(A_{\text{c}} f_{\text{cd}})$ is the non-dimensional normal force;

r_{m} $= 1{,}0$ for unbraced members and for braced members in which the first order moments arise only from or predominantly from imperfections or transverse loading, otherwise $= M_{01}/M_{02}$; moment ratio (see Figure O.1);

(2) In cases with biaxial bending, the slenderness criterion may be checked separately in each principal plane of bending.

O.7 Simplified analysis of isolated members based on nominal curvature

O.7.1 General

(1) This method is primarily suitable for isolated members with constant normal force and a well defined effective length l_0 (see O.5). The method gives a nominal second order moment based on a deflection, which in turn is based on the effective length and an estimated maximum curvature (see also Figure 7.7a).

O.7.2 Design moments

(1) The design moment should be taken as:

$$M_{\text{Ed}} = \max\{M_{0\text{Ed}} + M_2;\ M_{02}; |M_{01} - 0{,}5M_2 - 2N_{\text{Ed}} \cdot e_{\text{i}}|\} \tag{O.14}$$

where

$M_{0\text{Ed}}$ is the 1st order moment, including the effect of imperfections, see (2);

M_2 is the nominal 2nd order moment, see (3).

M_{01}, M_{02} are the first order moments at both supports 1 and 2, see Figure O.1.

The maximum value of M_{Ed} depends on the distributions of $M_{0\text{Ed}}$ and M_2 over the member length; the latter may be taken as parabolic or sinusoidal over the effective length.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)
Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

a) First order moments for "stocky" columns

b) Additional second order moments for "slender" columns

c) Envelope of design moments for a slender column

Figure O.1 — First order moments, additional second order moments and moment envelope in a braced column

(2) For unbraced single compression members and for compression members in braced frame systems, with significant transverse loads on the member:

$$M_{0\mathrm{Ed}} = M_{02} \tag{O.15}$$

For compression members in braced frame systems, without significant transverse loads on the member:

$$M_{0\mathrm{Ed}} = C_{\mathrm{m}} \cdot M_{02} \tag{O.16}$$

where

$$C_{\mathrm{m}} = 0{,}6 + 0{,}4 r_{\mathrm{m}} \geq 0{,}4 \tag{O.17}$$

$$r_{\mathrm{m}} = 1 \text{ in case } M_{02} < 0{,}05\, N_{\mathrm{Ed}} \cdot h \tag{O.18}$$

$C_{\mathrm{m}} M_{02}$ is an equivalent moment assumed to be constant over the length and therefore $c_{1/\mathrm{r}} = 8$ (corresponding to constant moment).

(3) The nominal second order moment M_2 at the critical section should be taken as:

$$M_2 = N_{\mathrm{Ed}} \cdot e_2 \tag{O.19}$$

where

$$e_2 = \frac{l_0^2}{c_{1/\mathrm{r}}} \frac{1}{r} \tag{O.20}$$

$c_{1/\mathrm{r}}$ is a total curvature distribution factor;

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

$1/r$ is the member's equilibrium curvature including second order effects ($1/r = (\varepsilon_c + \varepsilon_s)/d$). In the absence of more accurate design, $1/r$ may be taken equal to the nominal curvature in O.7.3.

(4) The $c_{1/r}$ factor depends on the total curvature distribution along the member (due to first plus second order moments and the non-linear moment-curvature relationship of the cross sections). For single unbraced members with constant cross section, $c_{1/r} = 10$ may be used, if more accurate values are not justified. For braced members, $c_{1/r} = 8$ may be adopted.

O.7.3 Nominal curvature

(1) For members with constant symmetrical cross sections (incl. reinforcement), the following curvature may be used:

$$\frac{1}{r} = k_r \cdot k_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} \tag{O.21}$$

where

k_r is a coefficient depending on the axial load, see O.7.3(3);

k_φ is a coefficient accounting for creep, see O.7.3(4);

$1/r_0$ $= 2\,\varepsilon_{yd}/(d - d')$;

ε_{yd} $= f_{yd}/E_s$;

d is the effective depth; see also O.7.3(2);

d' is the cover measured to the centroid of the compression reinforcement.

(2) If all reinforcement is not concentrated on opposite sides, but part of it is distributed parallel to the plane of bending, $d - d'$ is defined as

$$d - d' = 2i_s \tag{O.22}$$

where

i_s is the radius of gyration of the total reinforcement area.

(3) k_r in Formula (O.21) may be taken as 1,0 as a first approximation. If a more refined calculation is needed, k_r may be taken as:

$$k_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \tag{O.23}$$

where

n $= N_{Ed}/(A_c f_{cd})$, is the non dimensional axial force;

N_{Ed} is the design value of axial force;

n_u $= 1+\omega$;

n_{bal} is the value of n at maximum moment resistance; the value $n_{bal} = 0{,}4$ may be used;

ω $= A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$;

A_s is the total area of the reinforcement;

A_c is the area of the concrete cross section.

(4) k_φ in Formula (O.21) should be taken as:

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17
Printed copies are uncontrolled

$$k_{\varphi} = 1 + \beta_{f_{\mathrm{ck}}} \varphi_{\mathrm{eff,b}} \geq 1 \tag{O.24}$$

where

$\varphi_{\mathrm{eff,b}}$ is the effective creep ratio for local effects, see 7.4.2(2);

$\beta_{f_{\mathrm{ck}}}$ $= 0{,}35 + f_{\mathrm{ck}}/200 - \lambda/150$.

O.8 Second order elastic method

O.8.1 General

(1) The determination of the second order effects may be carried out using either a second order (geometric non-linear) elastic analysis or a theoretical solution based on the magnification factor, both satisfying the general principles of 7.4.1. Non-linear material behaviour (cracking, non-linear materials, creep and tension stiffening) shall be taken into account by means of an effective stiffness.

(2) Member stiffnesses may in principle be chosen within relatively wide limits provided equilibrium and compatibility are satisfied as described in (3) and (4).

NOTE Optimal design will require several iterations.

(3) For compression members with approximately constant axial force, constant section and reinforcement along the member length, it suffices to satisfy equilibrium and curvature compatibility at the most critical section.

(4) In other cases, equilibrium and curvature compatibility shall be satisfied at a sufficient number of sections to ensure a safe design, i.e., the member sections shall be designed for corresponding values of N_{Ed}, M_{Ed} and curvature ($1/r = M_{\mathrm{Ed}}/EI$) obtained with the assumed bending stiffness values EI at these sections.

(5) For global analysis as a simplification, the value of the stiffnesses may be taken as:

where

$EI = 0{,}4 E_{\mathrm{cd}} I_{\mathrm{c}}$ for walls and columns;

$EI = 0{,}3 E_{\mathrm{cd}} I_{\mathrm{c}}$ for reinforced concrete beams and slabs;

$EI = E_{\mathrm{cd}} I_{\mathrm{c}}$ for uncracked concrete beams and slabs. due to prestressing.

When using such an approximation, and in order to prevent false force redistributions, the stiffness of restraining elements should be reduced in the same proportion.

Where simplified properties are used for global analysis, local 2nd order effects in slender members shall be accounted for either by a local analysis using O.8.2, by the simplified method in O.7, or with an effective stiffness that fulfils (2).

O.8.2 Moment magnification method

(1) In case of a global or a local analysis the total design moment, including the second order moment, may be expressed as a magnification of the bending moment from a first order linear analysis, namely:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta_c}{(N_{\mathrm{B}}/N_{\mathrm{Ed}}) - 1} \right] \tag{O.25}$$

where

$M_{0\mathrm{Ed}}$ is the first order moment;

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

β_c is a coefficient which depends on the distribution of first and second order moments, see (3);

N_{Ed} is the design value of axial load;

N_B is the buckling load based on the effective stiffness.

NOTE 1 Magnification factors applicable to specific situations can be found in literature.

(2) Alternatively, for global analysis, second order effects may be obtained by fictitious magnification of the horizontal forces according to Formula (O.26)

$$F_{Ed,2} = F_{H,0Ed}\left[\frac{1}{1-(N_{Ed}/N_B)}\right] \tag{O.26}$$

(3) For isolated members with constant cross section and axial load, the second order moment may normally be assumed to have a sinusoidal shaped distribution. Then

$$\beta_c = \pi^2/c_{1/r} \tag{O.27}$$

where

$c_{1/r}$ is a coefficient which depends on the distribution of first and second order moments (for instance, $c_{1/r} = 8$ for a constant first order moment distribution, $c_{1/r} = 9{,}6$ for a parabolic distribution and 12 for a triangular distribution etc.).

(4) For members without transverse load, differing first order end moments M_{01} and M_{02} may be replaced by an equivalent constant first order moment according to O.7(2). Consistent with the assumption of a constant first order moment, $c_{1/r} = 8$ should be used.

NOTE 2 The value of $c_{1/r} = 8$ also applies to members bent in double curvature. In some cases, depending on slenderness and axial force, the end moments can be greater than the magnified equivalent moment.

(5) Where O.8.2(3) or (4) is not applicable, $\beta_c = 1$ may be used.

NOTE 3 This is also applicable to the global analysis of certain types of structures, e.g. structures braced by shear walls and similar, where the principal action effect is bending in bracing units.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex P
(informative)

Alternative cover approach for durability

P.1 Use of this Informative Annex

(1) This Informative Annex provides an alternative approach to design cover for durability without use of Exposure Resistance Classes (ERC) according to Clause 6. In this case, the resistance of the cover depends on the value of concrete cover and the concrete mix requirements based on Deemed-to-Satisfy values for concrete mixes according to EN 206:2014, Annex F (see P.3).

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in a National Annex. If a National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

P.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex applies to the design of cover for durability of concrete without the use of Exposure Resistance Classes (ERC) according to Clause 6.

(2) Except for 6.4 and 6.5.2.2, all provisions of Clause 6 apply.

P.3 Minimum cover for durability

(1) The minimum cover values for reinforcement and prestressing tendons in normal weight concrete taking account of the exposure classes and the structural classes is given by $c_{min,dur}$.

NOTE 1 Structural classification and values of $c_{min,dur}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended Structural Class (design working life of 50 years) is S4 for the indicative concrete strengths given in Table P.4(NDP) and the recommended modifications to the structural class is given in Table P.1(NDP). The recommended values of $c_{min,dur}$ are given in Table P.2(NDP) (reinforcing steel) and Table P.3(NDP) (prestressing steel).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table P.1(NDP) — Recommended structural classification

Criterion	Exposure Class according to Table 6.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Design Working Life of 100 years	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2
Strength Class[a,b]	≥ C30/37 reduce class by 1	≥ C30/37 reduce class by 1	≥ C35/45 reduce class by 1	≥ C40/50 reduce class by 1	≥ C40/50 reduce class by 1	≥ C40/50 reduce class by 1	≥ C45/55 reduce class by 1
Member with slab geometry (position of reinforcement not affected by construction process)	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1
Special Quality Control of the concrete production ensured	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1

[a] The strength class and w/c ratio are considered to be related values. A special composition (type of cement, w/c value, fine fillers) with the intent to produce low permeability may be considered.

[b] The limit may be reduced by one strength class if air entrainment of more than 4 % is applied.

Table P.2(NDP) — Values of minimum cover $c_{min,dur}$ [mm] for reinforcing steel according to EN 10080

Structural Class	Exposure Class according to Table 6.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table P.3(NDP) — Values of minimum cover $c_{min,dur}$ [mm] for prestressing steel according to prEN 10138 (all parts)

Structural Class	Exposure Class according to Table 6.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

(2) The concrete cover should be increased by the additive safety element $\Delta c_{dur,\gamma}$.

NOTE 2 The value of $\Delta c_{dur,\gamma}$ for use in a country can be found in its National Annex. The recommended value is 0 mm.

(3) Where stainless steel is used or where other special measures have been taken, the minimum cover may be reduced by $\Delta c_{dur,st}$. For such situations the effects on all relevant material properties should be considered, including bond.

NOTE 3 The value of $\Delta c_{dur,st}$ for use in a country can be found in its National Annex. The recommended value, without further specification, is 0 mm.

P.4 Indicative strength classes for durability

(1) The choice of adequately durable concrete for corrosion protection of reinforcement and protection of concrete attack, requires consideration of the composition of concrete. This may result in a higher compressive strength of the concrete than is required for structural design. The relationship between concrete strength classes and exposure classes (see Table 6.1) may be described by indicative strength classes.

NOTE Values of indicative minimum strength classes for use in a country can be found in its National Annex. The recommended values are given in Table P.4(NDP).

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Table P.4(NDP) — Indicative minimum strength classes

Corrosion										
	Carbonation-induced				**Chloride-induced**			**Chloride-induced from sea-water**		
1	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
2	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Concrete damage										
	No risk	**Freeze/Thaw Attack**						**Chemical Attack**		
3	X0	XF1	XF2		XF3			XA1	XA2	XA3
4	C12/15	C30/37	C25/30		C30/37			C30/37		C35/45
NOTE For Exposure Classes see Table 6.1.										

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Annex Q
(normative)

Stainless reinforcing steel

Q.1 Use of this annex

(1) This Normative Annex contains additional provisions for stainless steel reinforcing steel.

Q.2 Scope and field of application

(1) This Normative Annex applies to ribbed and indented stainless steel reinforcing steel. The provisions of this Eurocode apply to stainless steel reinforcing steel unless modified in this Annex Q.

(2) This Normative Annex does not cover cast-in fastenings used to anchor steel plates or members to the surface of concrete structures.

NOTE Fastenings can be designed according to EN 1992-4, and exposed steel members in accordance with prEN 1993-1-1.

Q.3 General

(1) Special provisions for stainless reinforcing steel are given in Table Q.1.

Table Q.1 — Special provisions for stainless reinforcing steel

Reference to original clause	Values and terms to be modified for stainless reinforcing steel	Provisions and formulae for stainless reinforcing steel
5.2.2(4)	New term $f_{0,2k}$ in Tables 5.4 and 5.5 introduced.	characteristic value of $k = (f_t/f_{0,2})_k$ [MPa]
5.2.3(2)	New note added.	NOTE Further guidance for welding of stainless steel is given in prEN 10370:2019, E.1.
5.2.4(2)	New terms $f_{0,2k}$ introduced.	(2) For design either of the following assumptions may be made (see Figure 5.2): a) an inclined post-elastic branch with a strain limit of $\varepsilon_{ud} \leq 0{,}9\varepsilon_{uk}$ and a maximum stress of $k \cdot f_{0,2k}/\gamma_S$ at ε_{uk}, where $k = (f_t/f_{0,2})_k$;
5.2.4(3)	New terms added.	(3) The design value of the modulus of elasticity E_s for stainless steel may be assumed to be 200 000 MPa, unless more precise values are known. NOTE The E-moduli of stainless steel depends on the alloy and can be between 150 000 MPa and 200 000 MPa. The actual E-modulus of a stainless steel product can be found in a European Technical Product Specification.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Reference to original clause	Values and terms to be modified for stainless reinforcing steel	Provisions and formulae for stainless reinforcing steel
5.2.4(5)	New terms added.	(5) For design purposes, the coefficient of thermal expansion $\alpha_{s,th}$ for stainless steel may be taken as $10 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1}, unless more precise values are known. NOTE The thermal expansion coefficient of stainless steel depends on the alloy and can be up to $15 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1}. The actual thermal expansion coefficient of a stainless steel product can be found in a European Technical Product Specification.
6.5.2.2	New rules added.	See Q.4.
C.4	New chapter C.4.2.	Requirements to producers of stainless steel partly different to carbon steel reinforcement. Between $f_{0,2k}$ and the characteristic $R_{p0,2k}$. However the methods of evaluation and verification of 0,2 % proof strength given in prEN 10370 provide a sufficient check for obtaining $f_{0,2k}$.

Q.4 Minimum cover for durability

(1) For durability design with stainless steel reinforcement, Stainless Steel Resistance Classes SSRC are defined in Table Q.2.

NOTE For an alternative approach to design cover for durability without use of Exposure Resistance Classes (ERC) see Annex P.

Table Q.2. Classification of corrosion resistance of stainless steel dependent on the Pitting Resistance Eqvivalent PRE

Stainless steel Resistance Class	Pitting Resistance Equivalent PRE[a]	Description	Informative examples EN 10088-1		
			Ferritic	Duplex	Austenitic
SSRC0	0 to 9	Carbon steel reinforcement	–	–	–
SSRC1	10 to 16	Chromium steels	1.4003	–	–
SSRC2	17 to 22	Chromium Nickel steels	–	1.4482	1.4301 1.4307
SSRC3	23 to 30	Chromium Nickel steels with Molybdenum	–	1.4362	1.4401 1.4404 1.4571
SSRC4	≥ 31	Steels with increased content of Chromium and Molybdenum	–	1.4462	1.4529

[a] Calculation of the Pitting Resistance Equivalent: PRE = Cr + 3,3 · Mo + n · N; Cr, Mo and N in M.- %. With: $n = 0$ for ferritic steels, $n = 16$ for Duplex steels and $n = 30$ for austenitic steels.

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb
Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

(2) Where stainless steel reinforcement is used, the minimum cover $c_{min,dur}$ in Table Q.3(NDP) may be used. For such situations the effects on all relevant material properties and design parameters should be considered, including bond.

Table Q.3(NDP) — Minimum concrete cover $c_{min,dur}$ to stainless steel reinforcement

Exposure Class	Exposure resistance class ERC	Stainless steel resistance class[a]			
		SSRC1	SSRC2	SSRC3	SSRC4
XC1	≤ XRC9	0	0	0	0
XC2		0	0	0	0
XC3	≤ XRC5	0	0	0	0
	≤ XRC9	15	0	0	0
XC4	≤ XRC5	15	0	0	0
	≤ XRC9	20	0	0	0
XD1, XS1	≤ XRDS1,5	20	15	0	0
	≤ XRDS3,5	30	20	15	0
	≤ XRDS5,5	35	25	20	0
XD2, XD3, XS2, XS3	≤ XRDS1,5	35	25	20	0
	≤ XRDS3,5	45	35	25	15
	≤ XRDS5,5	55	45	35	25

NOTE 1 The tabulated cover values apply for a design service life of 50 years unless a National Annex excludes some classes or gives other values.

NOTE 2 For a design service life of 100 years $c_{min,dur}$ in Table Q.3(NDP) should be increased by +10 mm for all ERC classes unless a National Annex excludes some classes or gives other values.

NOTE 3 In case of combined action of carbonation and chloride induced corrosion, $c_{min,dur}$ in Table Q.3(NDP) should be increased by 20 mm or a higher stainless steel resistance class should be chosen unless a National Annex gives other values.

[a] For stainless steel corrosion resistance classes see Table Q.2.

(3) If welding of stainless steels is necessary, the sensitivity of intercrystalline corrosion (stress corrosion cracking) shall be taken into account for the selection of the appropriate stainless steel.

Q.5 Fatigue verification

(1) The values given in 10.4(1) may be used for stainless steel complying with the provisions of C.4.2.

(2) The values given in Table E.1(NDP) may be used for stainless steel complying with the provisions of C.4.2.

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

Bibliography

References contained in recommendations (i.e. "should" clauses)

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content constitutes highly recommended choices or course of action of this document. Subject to national regulation and/or any relevant contractual provisions, alternative documents could be used/adopted where technically justified. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

[1] EN 12390-13, *Testing hardened concrete — Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression*

[2] EN 12390-15, *Testing hardened concrete — Part 15: Adiabatic method for the determination of heat released by concrete during its hardening process*

[3] EN 12390-16, *Testing hardened concrete — Part 16: Determination of the shrinkage of concrete*

[4] EN ISO 15630 (all parts), *Steel for the reinforcement and prestressing of concrete — Test methods*

[5] EAD 160004-00-0301, *Post-tensioning kits for prestressing of structures*

[6] EAD 330087-00-0601, *Systems for post-installed rebar connections with mortar*

[7] EN 1536, *Execution of special geotechnical work — Bored piles*

[8] EN 1538, *Execution of special geotechnical work — Diaphragm walls*

References contained in permissions (i.e. "may" clauses)

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content expresses a course of action permissible within the limits of the Eurocodes. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

[1] EN 196-2, *Method of testing cement — Part 2: Chemical analysis of cement*

[2] EN 12390-14, *Testing hardened concrete — Part 14: Semi-adiabatic method for the determination of heat released by concrete during its hardening process*

[3] EN 13577, *Chemical attack on concrete — Determination of aggressive carbon dioxide content in water*

[4] EN 16502, *Test method for the determination of the degree of soil acidity according to B aumann-Gully*

[5] EN ISO 7980, *Water quality — Determination of calcium and magnesium — Atomic absorption spectrometric method* (ISO 7980:1986);

[6] ISO 4316, *Surface active agents — Determination of pH of aqueous solutions — Potentiometric method*

[7] ISO 7150-1, *Water quality — Physical, chemical and biochemical methods — Determination of ammonium: manual spectrometric method*

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb

Datum/Uhrzeit des Ausdrucks: 2025-03-01, 13:33:17

Printed copies are uncontrolled

References contained in permissions (i.e. “can” clauses) and notes

The following documents are cited informatively in the document, for example in "can" clauses and in notes.

[1] EN 1542, *Products and systems for the protection and repair of concrete structures — Test methods — Measurement of bond strength by pull-off*

[2] EN 1998 (all parts), *Design of structures for earthquake resistance, when concrete structures are built in seismic regions*

[3] EN 12620, *Aggregates for concrete*

[4] EN 14199, *Execution of special geotechnical work — Micropiles*

[5] EAD 160129-00-0301

Other

[1] EN 1504-2, *Products and systems for the protection and repair of concrete structures — Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity — Part 2: Surface protection systems for concrete*

[2] EN 12504, *Testing concrete in structures*

[3] *fib* Bulletin 75: Polymer-duct systems for internal bonded post-tensioning. Recommendation (172 pages, ISBN 978-2-88394-115-1, December 2014.)

[4] EN 10088-1, *Stainless steels — Part 1: List of stainless steels*

[5] EN 13369, *Common rules for precast concrete products*

Nachfolgedokument: DIN EN 1992-1-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30100181)

Firmenname: Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Benutzername: _ip_user_c8563dc5-739d-4631-bf84-0b2da5471fdb