

Niedersächsisches Ministerialblatt

62. (67.) Jahrgang

Hannover, den 30. 10. 2012

Nummer 37 g

7. ANLAGENBAND

zur

**Liste der Technischen Baubestimmungen
— Fassung September 2012 —**

DIN EN 1992-1-1

DIN EN 1992-1-1/NA

Die hier abgedruckten Technischen Baubestimmungen sind nur in Verbindung mit dem RdErl. des MS vom 28. 9. 2012 (Nds. MBl. Nr. 37) zu verwenden.

Inhalt:

— DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau	1
— DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau . . .	243

DIN EN 1992-1-1

ICS 91.010.30; 91.080.40

Ersatzvermerk
siehe unten

**Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken –
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;
Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010**

Eurocode 2: Design of concrete structures –
Part 1-1: General rules and rules for buildings;
German version EN 1992-1-1:2004 + AC:2010

Eurocode 2: Calcul des structures en béton –
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments;
Version allemande EN 1992-1-1:2004 + AC:2010

Ersatzvermerk

Ersatz für DIN EN 1992-1-1:2005-10;
mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01, DIN EN 1992-3:2011-01 und DIN EN 1992-3/NA:2011-01 Ersatz für
DIN 1045-1:2008-08;
Ersatz für DIN EN 1992-1-1 Berichtigung 1:2010-01

Gesamtumfang 241 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1992-1-1:2011-01

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1992-1-1:2004 + AC:2010) wurde vom CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Die Arbeiten wurden auf nationaler Ebene vom NABau-Arbeitsausschuss NA 005-07-01 AA „Bemessung und Konstruktion (Sp CEN/TC 250/SC 2)“ begleitet.

Die Norm EN 1992-1-1 wurde von CEN am 16. April 2004 angenommen.

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

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

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

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

Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1992-1-1:1992-06, DIN V ENV 1992-1-3:1994-12, DIN V ENV 1992-1-4:1994-12, DIN V ENV 1992-1-5:1994-12, DIN V ENV 1992-1-6:1994-12 und DIN V ENV 1992-3:2000-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Vornorm-Charakter wurde aufgehoben;
- b) die Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute sind eingearbeitet und der Text ist vollständig überarbeitet worden;
- c) Zusatzregeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen sind dem Abschnitt 10 zu entnehmen (vorher DIN V ENV 1992-1-3);
- d) Zusatzregeln für Leichtbeton sind dem Abschnitt 11 zu entnehmen (vorher DIN V ENV 1992-1-4);
- e) die Regeln für Tragwerke mit Spanngliedern ohne Verbund sind in den Text übernommen worden (vorher DIN V ENV 1992-1-5);
- f) Zusatzregeln für Tragwerke aus unbewehrtem Beton sind dem Abschnitt 12 zu entnehmen (vorher DIN V ENV 1992-1-6);
- g) die Regeln für Fundamentbemessungen sind in den Text übernommen worden (vorher DIN V ENV 1992-3);
- h) sprachlich wurde weitgehend die Terminologie von DIN 1045-1:2001-07 übernommen.

Gegenüber DIN EN 1992-1-1:2005-10, DIN EN 1992-1-1 Berichtigung 1:2010-01 und DIN 1045-1:2008-08 wurden folgende Korrekturen vorgenommen:

- a) auf europäisches Bemessungskonzept umgestellt;
- b) Ersatzvermerke korrigiert;
- c) Vorgänger-Norm mit den europäischen Berichtigungen EN 1992-1-1:2004/AC:2008 und EN 1922-11:2004/AC:2010 konsolidiert;
- d) redaktionelle Änderungen durchgeführt.

Frühere Ausgaben

DIN 1045: 1925-09, 1932-04, 1937-05, 1943xxx, 1959-11, 1972-01, 1978-12, 1988-07
 DIN 1045-1: 2001-07, 2008-08
 DIN 1045-1 Berichtigung 1: 2002-07
 DIN 1045-1 Berichtigung 2: 2005-06
 DIN 1046: 1925-09, 1932-04, 1935-12, 1943x
 DIN 1047: 1925-09, 1932-04, 1937-05, 1943x
 DIN 4028: 1938-10
 DIN 4030: 1954-09
 DIN 4163: 1951-02
 DIN 4219-2: 1979-12
 DIN 4225: 1943, 1951xx-02, 1960-07
 DIN 4227-1: 1953x-10, 1979-12, 1988-07
 DIN 4227-1/A1: 1995-12
 DIN 4227-2: 1984-05
 DIN V 4227-4: 1985-12
 DIN 4227-4: 1986-02
 DIN 4229: 1950-07
 DIN 4233: 1951-03, 1953x-12
 DIN 4420: 1952x-01
 DIN V 18932-1: 1991-10
 DIN V ENV 1992-1-1: 1992-06
 DIN V ENV 1992-1-3: 1994-12
 DIN V ENV 1992-1-4: 1994-12
 DIN V ENV 1992-1-5: 1994-12
 DIN V ENV 1992-1-6: 1994-12
 DIN V ENV 1992-3: 2000-12
 DIN EN 1992-1-1: 2005-10
 DIN EN 1992-1-1 Berichtigung 1: 2010-01

DIN EN 1992-1-1:2011-01

— Leerseite —

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1992-1-1

Dezember 2004

+AC

November 2010

ICS 91.010.30; 91.080.40

Ersatz für ENV 1992-1-1:1991, ENV 1992-1-3:1994,
ENV 1992-1-4:1994, ENV 1992-1-5:1994,
ENV 1992-1-6:1994, ENV 1992-3:1998

Deutsche Fassung

**Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken —
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und
Regeln für den Hochbau**

Eurocode 2: Design of concrete structures —
Part 1-1: General rules and rules for buildings

Eurocode 2: Calcul des structures en béton —
Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 16. April 2004 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 10. November 2010 in Kraft und wurde in EN 1992-1-1:2004 eingearbeitet.

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

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

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



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

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

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Inhalt

Seite

Vorwort	9
Hintergrund des Eurocode-Programms	9
Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes	10
Nationale Fassungen der Eurocodes	11
Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETA)	11
Besondere Hinweise zu EN 1992-1-1	11
Nationaler Anhang zu EN 1992-1-1	13
1 ALLGEMEINES	14
1.1 Anwendungsbereich	14
1.1.1 Anwendungsbereich des Eurocode 2	14
1.1.2 Anwendungsbereich des Eurocode 2 Teil 1-1	15
1.2 Normative Verweisungen	15
1.2.1 Allgemeine normative Verweisungen	15
1.2.2 Weitere normative Verweisungen	15
1.3 Annahmen	16
1.4 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln	16
1.5 Begriffe	16
1.5.1 Allgemeines	16
1.5.2 Besondere Begriffe und Definitionen in dieser Norm	16
1.6 Formelzeichen	16
2 GRUNDLAGEN DER TRAGWERKSPLANUNG	20
2.1 Anforderungen	20
2.1.1 Grundlegende Anforderungen	20
2.1.2 Behandlung der Zuverlässigkeit	21
2.1.3 Nutzungsdauer, Dauerhaftigkeit und Qualitätssicherung	21
2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen	21
2.3 Basisvariablen	21
2.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse	21
2.3.2 Eigenschaften von Baustoffen, Bauprodukten und Bauteilen	23
2.3.3 Verformungseigenschaften des Betons	23
2.3.4 Geometrische Angaben	23
2.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten	24
2.4.1 Allgemeines	24
2.4.2 Bemessungswerte	24
2.4.3 Kombinationsregeln für Einwirkungen	25
2.4.4 Nachweis der Lagesicherheit	26
2.5 Versuchsgestützte Bemessung	26
2.6 Zusätzliche Anforderungen an Gründungen	26
2.7 Anforderungen an Befestigungsmittel	26
3 BAUSTOFFE	27
3.1 Beton	27
3.1.1 Allgemeines	27
3.1.2 Festigkeiten	27
3.1.3 Elastische Verformungseigenschaften	28
3.1.4 Kriechen und Schwinden	31
3.1.5 Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen	34
3.1.6 Bemessungswert der Betondruck- und Betonzugfestigkeit	35
3.1.7 Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung	36

	Seite
3.1.8 Biegezugfestigkeit.....	37
3.1.9 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung.....	38
3.2 Betonstahl.....	38
3.2.1 Allgemeines.....	38
3.2.2 Eigenschaften.....	39
3.2.3 Festigkeiten.....	40
3.2.4 Duktilitätsmerkmale.....	40
3.2.5 Schweißen.....	40
3.2.6 Ermüdung.....	41
3.2.7 Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung.....	41
3.3 Spannstahl.....	42
3.3.1 Allgemeines.....	42
3.3.2 Eigenschaften.....	43
3.3.3 Festigkeiten.....	44
3.3.4 Duktilitätseigenschaften.....	45
3.3.5 Ermüdung.....	45
3.3.6 Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung.....	45
3.3.7 Spannstähle in Hüllrohren.....	47
3.4 Komponenten von Spannsystemen.....	47
3.4.1 Verankerungen und Spanngliedkopplungen.....	47
3.4.1.1 Allgemeines.....	47
3.4.2 Externe Spannglieder ohne Verbund.....	48
3.4.2.1 Allgemeines.....	48
4 DAUERHAFTIGKEIT UND BETONDECKUNG.....	48
4.1 Allgemeines.....	48
4.2 Umgebungsbedingungen.....	48
4.3 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit.....	50
4.4 Nachweisverfahren.....	51
4.4.1 Betondeckung.....	51
5 ERMITTLUNG DER SCHNITTGRÖSSEN.....	56
5.1 Allgemeines.....	56
5.1.1 Grundlagen.....	56
5.1.2 Besondere Anforderungen an Gründungen.....	57
5.1.3 Lastfälle und Einwirkungskombinationen.....	57
5.1.4 Auswirkungen von Bauteilverformungen (Theorie II. Ordnung).....	57
5.2 Imperfektionen.....	57
5.3 Idealisierungen und Vereinfachungen.....	60
5.3.1 Tragwerksmodelle für statische Berechnungen.....	60
5.3.2 Geometrische Angaben.....	61
5.4 Linear-elastische Berechnung.....	64
5.5 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung.....	64
5.6 Verfahren nach der Plastizitätstheorie.....	65
5.6.1 Allgemeines.....	65
5.6.2 Balken, Rahmen und Platten.....	65
5.6.3 Vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation.....	66
5.6.4 Stabwerkmodelle.....	67
5.7 Nichtlineare Verfahren.....	67
5.8 Berechnung von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung.....	68
5.8.1 Begriffe.....	68
5.8.2 Allgemeines.....	68
5.8.3 Vereinfachte Nachweise für Bauteile unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung.....	69
5.8.4 Kriechen.....	72
5.8.5 Berechnungsverfahren.....	73
5.8.6 Allgemeines Verfahren.....	74
5.8.7 Verfahren mit Nennsteifigkeiten.....	74
5.8.8 Verfahren mit Nennkrümmung.....	77
5.8.9 Druckglieder mit zweiachsiger Lastausmitte.....	79

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Seite

5.9	Seitliches Ausweichen schlanker Träger	81
5.10	Spannbetontragwerke	81
5.10.1	Allgemeines	81
5.10.2	Vorspannkraft während des Spannvorgangs	82
5.10.3	Vorspannkraft nach dem Spannvorgang	83
5.10.4	Sofortige Spannkraftverluste bei sofortigem Verbund	84
5.10.5	Sofortige Spannkraftverluste bei nachträglichem Verbund	84
5.10.6	Zeitabhängige Spannkraftverluste bei sofortigem und nachträglichem Verbund	85
5.10.7	Berücksichtigung der Vorspannung in der Berechnung	87
5.10.8	Grenzzustand der Tragfähigkeit	87
5.10.9	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung	87
5.11	Berechnung für ausgewählte Tragwerke	88
6	NACHWEISE IN DEN GRENZZUSTÄNDEN DER TRAGFÄHIGKEIT (GZT)	88
6.1	Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein	88
6.2	Querkraft	89
6.2.1	Nachweisverfahren	89
6.2.2	Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung	90
6.2.3	Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	93
6.2.4	Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten	96
6.2.5	Schubkraftübertragung in Fugen	98
6.3	Torsion	100
6.3.1	Allgemeines	100
6.3.2	Nachweisverfahren	101
6.3.3	Wölbkrafttorsion	102
6.4	Durchstanzen	103
6.4.1	Allgemeines	103
6.4.2	Lasteinleitung und Nachweisschnitte	104
6.4.3	Nachweisverfahren	108
6.4.4	Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente ohne Durchstanzbewehrung	111
6.4.5	Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente mit Durchstanzbewehrung	112
6.5	Stabwerkmodelle	114
6.5.1	Allgemeines	114
6.5.2	Bemessung der Druckstreben	114
6.5.3	Bemessung der Zugstreben	115
6.5.4	Bemessung der Knoten	115
6.6	Verankerung der Längsbewehrung und Stöße	118
6.7	Teilflächenbelastung	119
6.8	Nachweis gegen Ermüdung	120
6.8.1	Allgemeines	120
6.8.2	Innere Kräfte und Spannungen beim Nachweis gegen Ermüdung	120
6.8.3	Einwirkungskombinationen	121
6.8.4	Nachweisverfahren für Betonstahl und Spannstahl	121
6.8.5	Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Schwingbreiten	123
6.8.6	Vereinfachte Nachweise	124
6.8.7	Nachweis gegen Ermüdung des Betons unter Druck oder Querkraftbeanspruchung	124
7	NACHWEISE IN DEN GRENZZUSTÄNDEN DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZG)	126
7.1	Allgemeines	126
7.2	Begrenzung der Spannungen	126
7.3	Begrenzung der Rissbreiten	127
7.3.1	Allgemeines	127
7.3.2	Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite	128
7.3.3	Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung	131
7.3.4	Berechnung der Rissbreite	133
7.4	Begrenzung der Verformungen	135
7.4.1	Allgemeines	135
7.4.2	Nachweis der Begrenzung der Verformungen ohne direkte Berechnung	136
7.4.3	Nachweis der Begrenzung der Verformungen mit direkter Berechnung	138

8	ALLGEMEINE BEWEHRUNGSREGELN	139
8.1	Allgemeines	139
8.2	Stababstände von Betonstählen	140
8.3	Biegen von Betonstählen	140
8.4	Verankerung der Längsbewehrung	141
8.4.1	Allgemeines	141
8.4.2	Bemessungswert der Verbundfestigkeit	142
8.4.3	Grundwert der Verankerungslänge	143
8.4.4	Bemessungswert der Verankerungslänge	144
8.5	Verankerung von Bügeln und Querkraftbewehrung	146
8.6	Verankerung mittels angeschweißter Stäbe	146
8.7	Stöße und mechanische Verbindungen	147
8.7.1	Allgemeines	147
8.7.2	Stöße	147
8.7.3	Übergreifungslänge	148
8.7.4	Querbewehrung im Bereich der Übergreifungsstöße	149
8.7.5	Stöße von Betonstahlmatten aus Rippenstahl	150
8.8	Zusätzliche Regeln bei großen Stabdurchmessern	152
8.9	Stabbündel	153
8.9.1	Allgemeines	153
8.9.2	Verankerung von Stabbündeln	153
8.9.3	Gestoßene Stabbündel	154
8.10	Spannglieder	154
8.10.1	Anordnung von Spanngliedern und Hüllrohren	154
8.10.2	Verankerung bei Spanngliedern im sofortigen Verbund	156
8.10.3	Verankerungsbereiche bei Spanngliedern im nachträglichen oder ohne Verbund	159
8.10.4	Verankerungen und Spanngliedkopplungen für Spannglieder	160
8.10.5	Umlenkstellen	160
9	KONSTRUKTIONSREGELN	161
9.1	Allgemeines	161
9.2	Balken	161
9.2.1	Längsbewehrung	161
9.2.2	Querkraftbewehrung	165
9.2.3	Torsionsbewehrung	166
9.2.4	Oberflächenbewehrung	166
9.2.5	Indirekte Auflager	166
9.3	Vollplatten	168
9.3.1	Biegebewehrung	168
9.3.2	Querkraftbewehrung	169
9.4	Flachdecken	169
9.4.1	Flachdecken im Bereich von Innenstützen	169
9.4.2	Flachdecken im Bereich von Randstützen	170
9.4.3	Durchstanzbewehrung	170
9.5	Stützen	171
9.5.1	Allgemeines	171
9.5.2	Längsbewehrung	171
9.5.3	Querbewehrung	172
9.6	Wände	172
9.6.1	Allgemeines	172
9.6.2	Vertikale Bewehrung	173
9.6.3	Horizontale Bewehrung	173
9.6.4	Querbewehrung	173
9.7	Wandartige Träger	173
9.8	Gründungen	174
9.8.1	Pfahlkopfplatten	174
9.8.2	Einzel- und Streifenfundamente	174
9.8.3	Zerrbalken	176

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Seite

9.8.4	Einzelfundament auf Fels	176
9.8.5	Bohrpfähle	177
9.9	Bereiche mit geometrischen Diskontinuitäten oder konzentrierten Einwirkungen (D-Bereiche).....	178
9.10	Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Ereignissen.....	178
9.10.1	Allgemeines	178
9.10.2	Ausbildung von Zugankern	178
9.10.3	Durchlaufwirkung und Verankerung von Zugankern.....	181
10	ZUSÄTZLICHE REGELN FÜR BAUTEILE UND TRAGWERKE AUS FERTIGTEILEN	181
10.1	Allgemeines	181
10.1.1	Besondere Begriffe dieses Kapitels	181
10.2	Grundlagen für die Tragwerksplanung, Grundlegende Anforderungen	182
10.3	Baustoffe	182
10.3.1	Beton	182
10.3.2	Spannstahl.....	183
10.5	Ermittlung der Schnittgrößen	183
10.5.1	Allgemeines	183
10.5.2	Spannkraftverluste	184
10.9	Bemessungs- und Konstruktionsregeln	184
10.9.1	Einspannmomente in Platten	184
10.9.2	Wand-Decken-Verbindungen.....	184
10.9.3	Deckensysteme	185
10.9.4	Verbindungen und Lager für Fertigteile	187
10.9.5	Lager	191
10.9.6	Köcherfundamente	194
10.9.7	Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Ereignissen.....	195
11	ZUSÄTZLICHE REGELN FÜR BAUTEILE UND TRAGWERKE AUS LEICHTBETON	195
11.1	Allgemeines.....	195
11.1.1	Geltungsbereich.....	195
11.1.2	Besondere Formelzeichen	195
11.2	Grundlagen für die Tragwerksplanung	195
11.3	Baustoffe	196
11.3.1	Beton	196
11.3.2	Elastische Verformungseigenschaften	196
11.3.3	Kriechen und Schwinden	198
11.3.4	Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen.....	198
11.3.5	Bemessungswert für Druck- und Zugfestigkeiten	198
11.3.6	Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung	198
11.3.7	Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	199
11.4	Dauerhaftigkeit und Betondeckung	199
11.4.1	Umgebungseinflüsse	199
11.4.2	Betondeckung	199
11.5	Ermittlung der Schnittgrößen	199
11.5.1	Vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation	199
11.6	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)	199
11.6.1	Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung	199
11.6.2	Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	200
11.6.3	Torsion.....	200
11.6.4	Durchstanzen	200
11.6.7	Teilflächenbelastung	201
11.6.8	Nachweis gegen Ermüdung.....	201
11.7	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG).....	202
11.8	Allgemeine Bewehrungsregeln	202
11.8.1	Zulässige Biegerollendurchmesser für gebogene Betonstähle	202
11.8.2	Bemessungswert der Verbundfestigkeit	202
11.9	Konstruktionsregeln	202

11.10	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen	202
11.12	Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton.....	202
12	TRAGWERKE AUS UNBEWEHRTEM ODER GERING BEWEHRTEM BETON	202
12.1	Allgemeines	202
12.3	Baustoffe	203
12.3.1	Beton.....	203
12.5	Ermittlung der Schnittgrößen	203
12.6	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)	203
12.6.1	Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein.....	203
12.6.2	Örtliches Versagen	204
12.6.3	Querkraft	204
12.6.4	Torsion	205
12.6.5	Auswirkungen von Verformungen von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung	205
12.7	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	208
12.9	Konstruktionsregeln	208
12.9.1	Tragende Bauteile	208
12.9.2	Arbeitsfugen	208
12.9.3	Streifen- und Einzelfundamente	208
	Anhang A (informativ) Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe	210
A.1	Allgemeines	210
A.2	Tragwerke aus Ortbeton	210
A.2.1	Reduktion auf Grundlage von Qualitätskontrollen und verminderten Abweichungen.....	210
A.2.2	Reduktion auf Grundlage der Verwendung von verminderten oder gemessenen geometrischen Daten bei der Bemessung.....	211
A.2.3	Reduktion auf Grundlage der Bestimmung der Betonfestigkeit im fertigen Tragwerk	211
A.3	Fertigteilprodukte	212
A.3.1	Allgemeines	212
A.3.2	Teilsicherheitsbeiwerte von Baustoffen	212
A.4	Fertigteile	212
	Anhang B (informativ) Kriechen und Schwinden	213
B.1	Grundgleichungen zur Ermittlung der Kriechzahl	213
B.2	Grundgleichungen zur Ermittlung der Trocknungsschwinddehnung	215
	Anhang C (normativ) Eigenschaften des Betonstahls.....	216
C.1	Allgemeines	216
C.2	Festigkeiten.....	218
C.3	Biegbarkeit	218
	Anhang D (informativ) Genauere Methode zur Berechnung von Spannkraftverlusten aus Relaxation	219
D.1	Allgemeines	219
	Anhang E (informativ) Indikative Mindestfestigkeitsklassen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit	221
E.1	Allgemeines	221
	Anhang F (informativ) Gleichungen für Zugbewehrung für den ebenen Spannungszustand	222
F.1	Allgemeines	222
	Anhang G (informativ) Boden-Bauwerk- Interaktion	224
G.1	Flachgründungen	224
G.1.1	Allgemeines	224
G.1.2	Genauigkeitsgrade des Nachweisverfahrens.....	225
G.2	Pfahlgründungen	225
	Anhang H (informativ) Nachweise am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung	226
H.1	Kriterien zur Vernachlässigung der Nachweise nach Theorie II. Ordnung	226
H.1.1	Allgemeines	226

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

	Seite
H.1.2 Aussteifungssystem ohne wesentliche Schubverformungen	226
H.1.3 Aussteifungssystem mit wesentlichen globalen Schubverformungen	228
H.2 Berechnungsverfahren für globale Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung	228
Anhang I (informativ) Ermittlung der Schnittgrößen bei Flachdecken und Wandscheiben	230
I.1 Flachdecken	230
I.1.1 Allgemeines	230
I.1.2 Modellierung und Berechnung als Rahmen	230
I.1.3 Ungleiche Stützweiten	231
I.2 Wandscheiben	231
Anhang J (informativ) Konstruktionsregeln für ausgewählte Beispiele	233
J.1 Oberflächenbewehrung	233
J.2 Rahmenecken	234
J.2.1 Allgemeines	234
J.2.2 Rahmenecken mit schließendem Moment	234
J.2.3 Rahmenecken mit öffnendem Moment	235
J.3 Konsolen	236

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1992-1-1 + AC:2010) „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“ wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Structural Eurocodes“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

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

Dieser Eurocode ersetzt ENV 1992-1-1, 1992-1-3, 1992-1-4, 1992-1-5, 1992-1-6 und 1992-3.

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

Hintergrund des Eurocode-Programms

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

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

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

Im Jahre 1989 entschieden sich die Kommission und die Mitgliedsländer der Europäischen Union und der EFTA, die Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes über eine Reihe von Mandaten an CEN zu übertragen, damit diese den Status von Europäischen Normen (EN) erhielten. Grundlage war eine Vereinbarung¹⁾ zwischen der Kommission und CEN. Dieser Schritt verknüpft die Eurocodes de facto mit den Regelungen der Ratsrichtlinien und Kommissionsentscheidungen, die die Europäischen Normen behandeln (z. B. die Ratsrichtlinie 89/106/EWG zu Bauprodukten, die Bauproduktenrichtlinie, die Ratsrichtlinien 93/37/EWG, 92/50/EWG und 89/440/EWG zur Vergabe öffentlicher Aufträge und Dienstleistungen und die entsprechenden EFTA-Richtlinien, die zur Einrichtung des Binnenmarktes eingeleitet wurden).

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

EN 1990, *Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke*

1) Vereinbarung zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaften und dem Europäischen Komitee für Normung (CEN) zur Bearbeitung der Eurocodes für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken (BC/CEN/03/89).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

- 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 Aluminiumbauten*

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

Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes

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

- als Mittel zum Nachweis der Übereinstimmung von Hoch- und Ingenieurbauten mit den wesentlichen Anforderungen der Richtlinie des Rates 89/106/EWG, besonders mit der wesentlichen Anforderung Nr. 1: Mechanische Festigkeit und Standsicherheit und der wesentlichen Anforderung Nr. 2: Brandschutz;
- als Grundlage für die Spezifizierung von Verträgen für die Ausführung von Bauwerken und die dazu erforderlichen Ingenieurleistungen;
- als Rahmenbedingung für die Erstellung harmonisierter, technischer Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs).

Die Eurocodes haben, da sie sich auf Bauwerke beziehen, eine direkte Verbindung zu den Grundlagendokumenten²⁾, auf die in Artikel 12 der Bauprodukten-Richtlinie hingewiesen wird, wenn sie auch anderer Art sind als die harmonisierten Produktnormen³⁾. Daher sind die technischen Gesichtspunkte, die sich aus den Eurocodes ergeben, von den Technischen Komitees von CEN und den Arbeitsgruppen von EOTA, die an Produktnormen arbeiten, zu beachten, damit diese Produktnormen mit den Eurocodes vollständig kompatibel sind.

2) Entsprechend Artikel 3.3 der Bauproduktenrichtlinie sind die wesentlichen Anforderungen in Grundlagendokumenten zu konkretisieren, um damit die notwendigen Verbindungen zwischen den wesentlichen Anforderungen und den Mandaten für die Erstellung harmonisierter Europäischer Normen und Richtlinien für die europäische Zulassung selbst zu schaffen.

3) Nach Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hat das Grundlagendokument

- a) die wesentlichen Anforderungen zu konkretisieren, indem die Begriffe und, soweit erforderlich, die technische Grundlage für Klassen und Anforderungsstufen vereinheitlicht werden,
- b) Methoden zur Verbindung dieser Klassen oder Anforderungsstufen mit technischen Spezifikationen anzugeben, z. B. Berechnungs- oder Nachweisverfahren, technische Entwurfsregeln usw.,
- c) als Bezugsdokument für die Erstellung harmonisierter Normen oder Richtlinien für Europäische Technische Zulassungen zu dienen.

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

Die Eurocodes liefern Regelungen für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von kompletten Tragwerken und Bauteilen für die allgemeine praktische Anwendung. Sie gehen auf traditionelle Bauweisen und Aspekte innovativer Anwendungen ein, liefern aber keine vollständigen Regelungen für außergewöhnliche Baulösungen und Entwurfsbedingungen. Für diese Fälle können zusätzliche Spezialkenntnisse für den Bauplaner erforderlich sein.

Nationale Fassungen der Eurocodes

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

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

- Zahlenwerte und/oder Klassen, wo die Eurocodes Alternativen eröffnen;
- Zahlenwerte, wo die Eurocodes nur Symbole angeben;
- landesspezifische, geographische und klimatische Daten, die nur für ein Mitgliedsland gelten, z. B. Schneekarten;
- Vorgehensweisen, wenn die Eurocodes mehrere Verfahren zur Wahl anbieten;
- Vorschriften zur Verwendung der informativen Anhänge;
- Verweise zur Anwendung des Eurocodes, soweit sie diese ergänzen und nicht widersprechen.

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

Die harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte und die technischen Regelungen für die Tragwerksplanung⁴⁾ müssen konsistent sein. Insbesondere sollten die Hinweise, die mit der CE-Kennzeichnung von Bauprodukten verbunden sind, die die Eurocodes in Bezug nehmen, klar erkennen lassen, welche national festzulegenden Parameter (NDP) zugrunde liegen.

Besondere Hinweise zu EN 1992-1-1

EN 1992-1-1 beschreibt die Prinzipien und Anforderungen nach Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton zusammen mit spezifischen Angaben für den Hochbau. Grundlage ist das Konzept des Grenzzustandes unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten.

Für die Planung neuer Tragwerke ist die direkte Anwendung von EN 1992-1-1 mit anderen Teilen von EN 1992, sowie den Eurocodes EN 1990, 1991, 1997 und 1998 vorgesehen.

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

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

EN 1992-1-1 dient ebenfalls als Referenzdokument für andere CEN/TC, die sich mit Tragwerken auseinandersetzen.

Die Anwendung von EN 1992-1-1 ist vorgesehen für:

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

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 Qualitätsprüfung vorhanden ist. Wird EN 1992-1-1 von anderen CEN/TC als Grundlage benutzt, müssen die gleichen Werte verwendet werden.

Nationaler Anhang zu EN 1992-1-1

Diese Norm enthält alternative Verfahren und Werte sowie Empfehlungen für Klassen mit Hinweisen, an welchen Stellen nationale Festlegungen getroffen werden müssen. Dazu sollte die jeweilige nationale Ausgabe von EN 1992-1-1 einen Nationalen Anhang mit den national festzulegenden Parametern enthalten, mit dem die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauten, die in dem Ausgabeland gebaut werden sollen, möglich ist.

Nationale Festlegungen sind nach EN 1992-1-1 in den folgenden Abschnitten vorgesehen:

— 2.3.3 (3)	— 5.10.3 (2)	— 9.5.2 (1)
— 2.4.2.1 (1)	— 5.10.8 (2)	— 9.5.2 (2)
— 2.4.2.2 (1)	— 5.10.8 (3)	— 9.5.2 (3)
— 2.4.2.2 (2)	— 5.10.9 (1)P	— 9.5.3 (3)
— 2.4.2.2 (3)	— 6.2.2 (1)	— 9.6.2 (1)
— 2.4.2.3 (1)	— 6.2.2 (6)	— 9.6.3 (1)
— 2.4.2.4 (1)	— 6.2.3 (2)	— 9.7 (1)
— 2.4.2.4 (2)	— 6.2.3 (3)	— 9.8.1 (3)
— 2.4.2.5 (2)	— 6.2.4 (4)	— 9.8.2.1 (1)
— 3.1.2 (2)P	— 6.2.4 (6)	— 9.8.3 (1)
— 3.1.2 (4)	— 6.4.3 (6)	— 9.8.3 (2)
— 3.1.6 (1)P	— 6.4.4 (1)	— 9.8.4 (1)
— 3.1.6 (2)P	— 6.4.5 (3)	— 9.8.5 (3)
— 3.2.2 (3)P	— 6.4.5 (4)	— 9.10.2.2 (2)
— 3.2.7 (2)	— 6.5.2 (2)	— 9.10.2.3 (3)
— 3.3.4 (5)	— 6.5.4 (4)	— 9.10.2.3 (4)
— 3.3.6 (7)	— 6.5.4 (6)	— 9.10.2.4 (2)
— 4.4.1.2 (3)	— 6.8.4 (1)	— 11.3.5 (1)P
— 4.4.1.2 (5)	— 6.8.4 (5)	— 11.3.5 (2)P
— 4.4.1.2 (6)	— 6.8.6 (1)	— 11.3.7 (1)
— 4.4.1.2 (7)	— AC 6.8.6 (3) AC	— 11.6.1 (1)
— 4.4.1.2 (8)	— 6.8.7 (1)	— 11.6.1 (2)
— 4.4.1.2 (13)	— 7.2 (2)	— 11.6.2 (1)
— 4.4.1.3 (1)P	— 7.2 (3)	— 11.6.4.1 (1)
— 4.4.1.3 (3)	— 7.2 (5)	— 12.3.1 (1)
— 4.4.1.3 (4)	— 7.3.1 (5)	— 12.6.3 (2)
— 5.1.3 (1)P	— 7.3.2 (4)	— A.2.1 (1)
— 5.2 (5)	— 7.3.3 (2)	— A.2.1 (2)
— 5.5 (4)	— 7.3.4 (3)	— A.2.2 (1)
— 5.6.1 (3)	— 7.4.2 (2)	— A.2.2 (2)
— 5.6.3 (4)	— 8.2 (2)	— A.2.3 (1)
— 5.8.3.1 (1)	— 8.3 (2)	— C.1 (1)
— 5.8.3.3 (1)	— 8.6 (2)	— C.1 (3)
— 5.8.3.3 (2)	— 8.8 (1)	— E.1 (2)
— 5.8.5 (1)	— 9.2.1.1 (1)	— AC J.1 (2) AC
— 5.8.6 (3)	— 9.2.1.1 (3)	— J.2.2 (2)
— 5.10.1 (6)	— 9.2.1.2 (1)	— J.3 (2)
— 5.10.2.1 (1)P	— 9.2.1.4 (1)	— J.3 (3)
— 5.10.2.1 (2)	— 9.2.2 (4)	
— 5.10.2.2 (4)	— 9.2.2 (5)	
— 5.10.2.2 (5)	— 9.2.2 (6)	
	— 9.2.2 (7)	
	— 9.2.2 (8)	
	— 9.3.1.1(3)	

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

1 ALLGEMEINES

1.1 Anwendungsbereich

1.1.1 Anwendungsbereich des Eurocode 2

(1)P Der Eurocode 2 gilt für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauten aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Der Eurocode 2 entspricht den Grundsätzen und Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken sowie den Grundlagen für ihre Bemessung und den Nachweisen, die in EN 1990 — Grundlagen der Tragwerksplanung – enthalten sind.

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

(3)P Die Anwendung des Eurocode 2 ist in Verbindung mit folgenden Regelwerken beabsichtigt:

EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung
EN 1991: Einwirkungen auf Tragwerke
hENs für Bauprodukte, die für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetontragwerke Verwendung finden
ENV 13670: Ausführung von Betontragwerken
EN 1997: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
EN 1998: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben.

(4)P Der Eurocode 2 ist in die folgenden Teile gegliedert:

Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall
Teil 2: Betonbrücken
Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton

1.1.2 Anwendungsbereich des Eurocode 2 Teil 1-1

(1)P Teil 1-1 des Eurocode 2 enthält Grundregeln für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Tragwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton unter Verwendung normaler und leichter Gesteinskörnung und zusätzlich auf den Hochbau abgestimmte Regeln.

(2)P Teil 1-1 enthält folgende Kapitel:

Kapitel 1:	Allgemeines
Kapitel 2:	Grundlagen der Tragwerksplanung
Kapitel 3:	Baustoffe
Kapitel 4:	Dauerhaftigkeit und Betondeckung
Kapitel 5:	Ermittlung der Schnittgrößen
Kapitel 6:	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)
Kapitel 7:	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
Kapitel 8:	Allgemeine Bewehrungsregeln
Kapitel 9:	Konstruktionsregeln
Kapitel 10:	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen
Kapitel 11:	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Leichtbeton
Kapitel 12:	Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton

(3)P Kapitel 1 und 2 enthalten zusätzliche Regelungen zu EN 1990 "Grundlagen der Tragwerksplanung"

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

- die Verwendung von ungerippter Bewehrung;
- Feuerwiderstand;
- besondere Aspekte bei speziellen Anwendungen des Hochbaus (z. B. Hochhäuser);
- besondere Aspekte bei speziellen Anwendungen des Ingenieurbaus (z. B. Brücken, Talsperren, Druckbehälter, Bohrinnseln oder Behälterbauwerke);
- Ein-Korn-Betone, Gasbetone und Schwerbetone, sowie Betone mit tragenden Stahl-Querschnitten (siehe Eurocode 4 für Stahl-Beton-Verbundbau).

1.2 Normative Verweisungen

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

1.2.1 Allgemeine normative Verweisungen

EN 1990:	Grundlagen der Tragwerksplanung
EN 1991-1-5:	Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen — Temperatureinwirkungen
EN 1991-1-6:	Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen — Einwirkungen während der Bauausführung

1.2.2 Weitere normative Verweisungen

EN 1997:	Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
EN 197-1:	Zement: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement
EN 206-1:	Beton: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
EN 12390:	Prüfung von Festbeton
EN 10080:	Stahl für die Bewehrung von Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl – Allgemeines
EN 10138:	Spannstähle
 EN ISO 17660 (alle Teile):	Schweißen – Schweißen von Betonstahl 
ENV 13670:	Ausführung von Betontragwerken
EN 13791:	Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen
EN ISO 15630:	Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

1.3 Annahmen

(1)P Zusätzlich zu den allgemeinen Annahmen der EN 1990 gelten die folgenden Annahmen:

- Tragwerke werden von entsprechend qualifizierten und erfahrenen Personen geplant.
- In Fabriken, Werken und auf der Baustelle wird eine angemessene Überwachung und Qualitätskontrolle durchgeführt.
- Die Bauausführung erfolgt mit Personal, welches angemessene Fertigkeiten und Erfahrungen hat.
- Baustoffe und Bauprodukte werden nach diesem Eurocode oder entsprechend den maßgeblichen Material- oder Produktspezifikationen verwendet.
- Das Tragwerk wird angemessen instand gehalten.
- Das Tragwerk wird entsprechend der geplanten Anforderungen genutzt.
- Die Anforderungen nach ENV 13670 an die Bauausführung und das Personal werden erfüllt.

1.4 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln

(1)P Es gelten die Regelungen der EN 1990.

1.5 Begriffe

1.5.1 Allgemeines

(1)P Es gelten die Begriffe der EN 1990.

1.5.2 Besondere Begriffe und Definitionen in dieser Norm

1.5.2.1 Fertigteile. Bauteile, die nicht in ihrer endgültigen Lage, sondern in einem Werk oder an anderer Stelle hergestellt werden. Im Tragwerk werden die Bauteile miteinander verbunden, um die geforderte Tragfähigkeit zu gewährleisten.

1.5.2.2 Unbewehrte oder gering bewehrte Bauteile. Bauteile ohne Bewehrung oder mit einer Bewehrung, die unterhalb der jeweils erforderlichen Mindestbewehrung nach Kapitel 9 liegt.

1.5.2.3 Interne und externe Spannglieder ohne Verbund. Im Betonquerschnitt im Hüllrohr ohne Verbund liegendes Zugglied aus Spannstahl bzw. außerhalb des Betonquerschnitts liegendes Zugglied aus Spannstahl (welches nach dem Vorspannen von Beton oder mit Korrosionsschutzmasse umhüllt werden kann).

1.5.2.4 Vorspannung. Das Vorspannen ist ein Verfahren, bei dem Kräfte in ein Bauteil durch das Spannen von Zuggliedern eingebracht werden. Der Begriff „Vorspannung“ beschreibt allgemein alle dauerhaften Auswirkungen des Vorspannvorgangs, der unter anderem zu Schnittkräften und zu Verformungen des Bauteils und des Tragwerks führen kann. Andere Arten der Vorspannung werden im Rahmen dieser Norm nicht betrachtet.

1.6 Formelzeichen

In dieser Norm werden die folgenden Formelzeichen verwendet.

ANMERKUNG Die verwendeten Bezeichnungen beruhen auf ISO 3898:1987

Große lateinische Buchstaben

A	außergewöhnliche Einwirkung
A	Querschnittsfläche
A_c	Betonquerschnittsfläche
A_p	Querschnittsfläche des Spannstahls
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls
$A_{s,min}$	Querschnittsfläche der Mindestbewehrung
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraft- und Torsionsbewehrung
D	Biegerollendurchmesser
D_{Ed}	Schädigungssumme (Ermüdung)
E	Auswirkung der Einwirkung
$E_c, E_{c(28)}$	Elastizitätsmodul für Normalbeton als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie allgemein und nach 28 Tagen.
$E_{c,eff}$	effektiver Elastizitätsmodul des Betons
E_{cd}	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls des Betons
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul als Sekante
$E_c(t)$	Elastizitätsmodul für Normalbeton als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie nach t Tagen
E_p	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls für Spannstahl
E_s	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls für Betonstahl
EI	Biegesteifigkeit
EQU	Lagesicherheit
F	Einwirkung
F_d	Bemessungswert einer Einwirkung
F_k	charakteristischer Wert einer Einwirkung
G_k	charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – SLS (Serviceability limit state)
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit – ULS (Ultimate limit state)
I	Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts
L	Länge
M	Biegemoment
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments
N	Normalkraft
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (Zug oder Druck)
P	Vorspannkraft
P_0	aufgebrachte Höchstkraft am Spannanker nach dem Spannen
Q_k	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung
Q_{fat}	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung beim Nachweis gegen Ermüdung
R	Widerstand

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

S	Schnittgrößen
S	Flächenmoment ersten Grades
T	Torsionsmoment
T_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmoments
V	Querkraft
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

Kleine lateinische Buchstaben

a	Abstand; Auflagerbreite
a	geometrische Angabe
Δa	Abweichung für eine geometrische Angabe
b	Breite eines Querschnitts, oder Gurtbreite eines T oder L-Querschnitts
b_w	Stegbreite eines T, I oder L-Querschnitts
d	Durchmesser
d	statische Nutzhöhe
d_g	Durchmesser des Größtkorns einer Gesteinskörnung
e	Lastausmitte (Exzentrizität)
f_c	einaxiale Betondruckfestigkeit
f_{cd}	Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ctk}	charakteristischer Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
f_p	Zugfestigkeit des Spannstahls
f_{pk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
$f_{p0,1}$	0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
$f_{p0,1k}$	charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
$f_{0,2k}$	charakteristischer Wert der 0,2 %-Dehngrenze des Betonstahls
f_t	Zugfestigkeit des Betonstahls
f_{tk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls
f_y	Streckgrenze des Betonstahls
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{ywd}	Bemessungswert der Streckgrenze von Querkraftbewehrung
h	Höhe, Dicke
h	Gesamthöhe eines Querschnitts
i	Trägheitsradius
k	Beiwert; Faktor
l	(oder L) Länge, Stützweite, Spannweite

m	Masse
r	Radius
$1/r$	Krümmung
t	Wanddicke
t	Zeitpunkt
t_0	Zeitpunkt des Belastungsbeginns des Betons
u	Umfang eines Betonquerschnitts mit der Fläche A_c
u, v, w	Komponenten der Verschiebung eines Punktes
x	Höhe der Druckzone
x, y, z	Koordinaten
z	Hebelarm der inneren Kräfte

Kleine griechische Buchstaben

α	Winkel; Verhältnis
β	Winkel; Verhältnis; Beiwert
γ	Teilsicherheitsbeiwert
γ_A	Teilsicherheitsbeiwerte für außergewöhnliche Einwirkungen A
γ_C	Teilsicherheitsbeiwerte für Beton
γ_F	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen, F
$\gamma_{F, \text{fat}}$	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen beim Nachweis gegen Ermüdung
$\gamma_{C, \text{fat}}$	Teilsicherheitsbeiwerte für Beton beim Nachweis gegen Ermüdung
γ_G	Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen, G
γ_M	Teilsicherheitsbeiwerte für eine Baustoffeigenschaft unter Berücksichtigung von Streuungen der Baustoffeigenschaft selbst sowie geometrischer Abweichungen und Unsicherheiten des verwendeten Bemessungsmodells (Modellunsicherheiten)
γ_P	Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkung infolge Vorspannung, P , sofern diese auf der Einwirkungsseite berücksichtigt wird
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen, Q
γ_S	Teilsicherheitsbeiwerte für Betonstahl und Spannstahl
$\gamma_{S, \text{fat}}$	Teilsicherheitsbeiwerte für Betonstahl und Spannstahl beim Nachweis gegen Ermüdung
γ_f	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ohne Berücksichtigung von Modellunsicherheiten
γ_g	Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen ohne Berücksichtigung von Modellunsicherheiten
γ_m	Teilsicherheitsbeiwerte für eine Baustoffeigenschaft allein unter Berücksichtigung von Schwankungen der Baustoffeigenschaft selbst
δ	Inkrement, Zuwachs/Umlagerungsverhältnis
ζ	Abminderungsbeiwert/Verteilungsbeiwert
ε_c	Dehnung des Betons
ε_{c1}	Dehnung des Betons unter der Maximalspannung f_c
ε_{cu}	rechnerische Bruchdehnung des Betons
ε_u	rechnerische Bruchdehnung des Beton- oder Spannstahls

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

ε_{uk}	charakteristische Dehnung des Beton- oder Spannstahls unter Höchstlast
θ	Winkel
λ	Schlankheit
μ	Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr
ν	Querdehnzahl
ν	Abminderungsbeiwert der Druckfestigkeit für gerissenen Beton
ξ	Verhältnis der Verbundfestigkeit von Spannstahl zu der von Betonstahl
ρ	Ofentrockene Dichte des Betons in kg/m ³
ρ_{1000}	Verlust aus Relaxation (in %), 1000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20°C
ρ_l	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Längsbewehrung
ρ_w	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Querkraftbewehrung
σ_c	Spannung im Beton
σ_{cp}	Spannung im Beton aus Normalkraft oder Vorspannung
σ_{cu}	Spannung im Beton bei der rechnerischen Bruchdehnung des Betons ε_{cu}
τ	Schubspannung aus Torsion
ϕ	Durchmesser eines Bewehrungsstabs oder eines Hüllrohrs
ϕ_n	Vergleichsdurchmesser eines Stabbündels
$\varphi(t, t_0)$	Kriechzahl, die die Kriechverformung zwischen den Zeitpunkten t und t_0 beschreibt, bezogen auf die elastische Verformung nach 28 Tagen
$\varphi(\infty, t_0)$	Endkriechzahl
ψ	Kombinationsbeiwert einer veränderlichen Einwirkung
ψ_0	für seltene Werte
ψ_1	für häufige Werte
ψ_2	für quasi-ständige Werte

2 GRUNDLAGEN DER TRAGWERKSPLANUNG

2.1 Anforderungen

2.1.1 Grundlegende Anforderungen

(1)P Für die Tragwerksplanung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauten gelten die Grundlagen der EN 1990.

(2)P Darüber hinaus gelten für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetontragwerke die Grundlagen dieses Kapitels.

(3) Die grundlegenden Anforderungen der EN 1990, Kapitel 2, gelten für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetontragwerke als erfüllt, wenn:

- die Bemessung in Grenzzuständen in Verbindung mit Teilsicherheitsbeiwerten nach EN 1990 erfolgt,
- die Einwirkungen nach EN 1991 verwendet werden,

- die Lastkombinationen nach EN 1990 angesetzt und
- die Tragwiderstände, die Dauerhaftigkeit und die Gebrauchstauglichkeit entsprechend dieser Norm nachgewiesen werden.

ANMERKUNG Anforderungen an den Feuerwiderstand (siehe EN 1990 Kapitel 5 und EN 1992-1-2) können zu größeren Bauteilabmessungen führen, als sie nach einer Bemessung unter Normaltemperatur erforderlich werden.

2.1.2 Behandlung der Zuverlässigkeit

- (1) Die Regeln für die Behandlung der Zuverlässigkeit enthält EN 1990, Kapitel 2.
- (2) Ein Tragwerk entspricht der Zuverlässigkeitsklasse RC2, wenn es unter Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte dieses Eurocodes (siehe 2.4) und der Teilsicherheitsbeiwerte der Anhänge der EN 1990 bemessen wird.

ANMERKUNG Anhänge B und C der EN 1990 enthalten weitere Informationen.

2.1.3 Nutzungsdauer, Dauerhaftigkeit und Qualitätssicherung

- (1) Die Regeln für geplante Nutzungsdauer, Dauerhaftigkeit und Qualitätssicherung enthält EN 1990, Kapitel 2.

2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen

- (1) Die Regeln zur Bemessung in Grenzzuständen enthält EN 1990, Kapitel 3.

2.3 Basisvariablen

2.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

2.3.1.1 Allgemeines

- (1) Die bei der Bemessung zu verwendenden Einwirkungen dürfen aus den entsprechenden Teilen der EN 1991 übernommen werden.

ANMERKUNG 1 Zu den für die Bemessung maßgeblichen Teilen der EN 1991 gehören:

- EN 1991-1-1 Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- EN 1991-1-2 Brandeinwirkungen auf Tragwerke
- EN 1991-1-3 Schneelasten
- EN 1991-1-4 Windlasten
- EN 1991-1-5 Temperatureinwirkungen
- EN 1991-1-6 Einwirkungen während der Bauausführung
- EN 1991-1-7 Außergewöhnliche Einwirkungen
- EN 1991-2 Verkehrslasten auf Brücken
- EN 1991-3 Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen
- EN 1991-4 Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter

ANMERKUNG 2 Einwirkungen, die nur für diese Norm gelten, werden in den entsprechenden Abschnitten angegeben.

ANMERKUNG 3 Einwirkungen aus Erd- und Wasserdruck enthält EN 1997.

DIN EN 1992-1-1:2011-01

EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG 4 Werden Setzungen berücksichtigt, dürfen angemessene Schätzwerte der zu erwartenden Setzungen benutzt werden.

ANMERKUNG 5 In den bautechnischen Unterlagen eines einzelnen Projekts dürfen zusätzliche, maßgebliche Einwirkungen definiert werden.

2.3.1.2 Temperatureinwirkungen

(1) In der Regel sind Temperatureinwirkungen für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.

(2) Temperatureinwirkungen sollten für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur dann berücksichtigt werden, wenn sie wesentlich sind, (z. B. bei Ermüdung oder beim Nachweis der Stabilität nach Theorie II. Ordnung). In anderen Fällen muss die Temperatur nicht berücksichtigt werden, wenn Verformungsvermögen und Rotationsfähigkeit der Bauteile im ausreichenden Maße nachgewiesen werden können.

(3) Werden Temperatureinwirkungen berücksichtigt, sind sie in der Regel als veränderliche Einwirkungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ und dem Kombinationsbeiwert ψ aufzubringen.

ANMERKUNG Der Kombinationsbeiwert ψ ist im entsprechenden Anhang der EN 1990 und EN 1991-1-5 definiert.

2.3.1.3 Setzungs-/Bewegungsunterschiede

(1) Setzungs-/Bewegungsunterschiede des Tragwerks infolge von Bodensetzungen sind in der Regel als ständige Einwirkungen G_{set} in den Einwirkungskombinationen zu behandeln. Im Allgemeinen wird G_{set} aus Werten von Setzungs-/Bewegungsunterschieden $d_{\text{set},i}$ (bezogen auf eine Referenzlage) einzelner Gründungen oder Gründungsteile i bestehen.

ANMERKUNG Es dürfen angemessene Schätzwerte der erwarteten Setzungen verwendet werden.

(2) Auswirkungen von Setzungsunterschieden sind in der Regel immer für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.

(3) Auswirkungen von Setzungsunterschieden sollten für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur dann berücksichtigt werden, wenn sie wesentlich sind (z. B. bei Ermüdung oder beim Nachweis der Stabilität nach Theorie II. Ordnung). In anderen Fällen müssen Setzungsunterschiede nicht berücksichtigt werden, wenn Verformungsvermögen und Rotationsfähigkeit im ausreichenden Maße nachgewiesen werden können.

(4) Werden die Auswirkungen von Setzungsunterschieden berücksichtigt, ist in der Regel ein Teilsicherheitsbeiwert für Setzungen anzusetzen.

ANMERKUNG Der Teilsicherheitsbeiwert für Setzungen ist im entsprechenden Anhang der EN 1990 definiert.

2.3.1.4 Vorspannung

(1)P Die Vorspannung im Sinne dieses Eurocodes wird durch Zugglieder aus Spannstahl (Drähte, Litzen oder Stäbe) aufgebracht.

(2) Zugglieder dürfen in den Beton eingebettet werden. Sie dürfen im sofortigen Verbund, im nachträglichen Verbund oder ohne Verbund ausgeführt werden.

(3) Zugglieder dürfen auch außerhalb des Bauteils geführt werden. Berührungspunkte bilden hierbei Umlenkelemente und Verankerungen.

(4) Weitere Angaben zur Vorspannung enthält Abschnitt 5.10.

2.3.2 Eigenschaften von Baustoffen, Bauprodukten und Bauteilen

2.3.2.1 Allgemeines

- (1) Die Regeln für Material- und Produkteigenschaften enthält EN 1990, Kapitel 4.
- (2) Bestimmungen für Beton, Betonstahl und Spannstahl sind in Kapitel 3 oder in den maßgeblichen Produktnormen enthalten.

2.3.2.2 Kriechen und Schwinden

- (1) Kriechen und Schwinden sind zeitabhängige Eigenschaften des Betons. Ihre Auswirkungen sind in der Regel generell für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.
- (2) Kriechen und Schwinden sollten für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur dann berücksichtigt werden, wenn sie wesentlich sind, z. B. bei Stabilitätsnachweisen nach Theorie II. Ordnung. In anderen Fällen müssen Kriechen und Schwinden im GZT nicht berücksichtigt werden, wenn Verformungsvermögen und Rotationsfähigkeit der Bauteile im ausreichenden Maße nachgewiesen werden können.
- (3) Wird das Kriechen berücksichtigt, sind in der Regel die Auswirkungen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination zu ermitteln, unabhängig davon, ob eine ständige, eine vorübergehende oder eine außergewöhnliche Bemessungssituation untersucht wird.

ANMERKUNG Im Allgemeinen dürfen die Kriechauswirkungen unter ständigen Lasten und mit dem Mittelwert der Vorspannung ermittelt werden.

2.3.3 Verformungseigenschaften des Betons

- (1)P Auswirkungen aus Verformungen, die durch Temperatur, Kriechen und Schwinden hervorgerufen sind, müssen in der Bemessung berücksichtigt werden.
- (2) Diese Auswirkungen sind im Allgemeinen ausreichend berücksichtigt, wenn die Anwendungsregeln dieser Norm eingehalten werden. Auf Folgendes sollte ebenfalls Wert gelegt werden:
- Reduzierung von Verformungen und Rissbildung aus früher Belastung von Bauteilen sowie aus Kriechen und Schwinden durch entsprechende Betonzusammensetzung;
 - Reduzierung zwangerzeugender Verformungsbehinderungen durch Lager oder Fugen;
 - Berücksichtigung auftretenden Zwangs bei der Bemessung.

- (3) Für Hochbauten dürfen Auswirkungen aus Temperatur und Schwinden auf das Gesamttragwerk vernachlässigt werden, wenn Fugen im Abstand von d_{joint} vorgesehen werden, die die entstehenden Verformungen aufnehmen können.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert d_{joint} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 30 m. Für Tragwerke aus Fertigteilen darf der Wert darüber liegen, da ein Teil der Verformungen aus Kriechen und Schwinden bereits vor dem Einbau stattfinden.

2.3.4 Geometrische Angaben

2.3.4.1 Allgemeines

- (1) Die Regeln zu geometrischen Angaben enthält EN 1990, Kapitel 4.

2.3.4.2 Zusätzliche Anforderungen an Bohrpfähle

- (1)P Unsicherheiten in Bezug auf den Querschnitt eines Ortbeton-Bohrpfahles und auf das Betonieren müssen bei der Bemessung berücksichtigt werden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(2) Fehlen weitere Angaben, sind für die Bemessung in der Regel folgende Werte für den Durchmesser von Ortbeton-Bohrpfählen mit wieder gewonnener Verrohrung anzunehmen:

- für $d_{\text{nom}} < 400 \text{ mm}$ $d = d_{\text{nom}} - 20 \text{ mm}$
- für $400 \text{ mm} \leq d_{\text{nom}} \leq 1000 \text{ mm}$ $d = 0,95 d_{\text{nom}}$
- für $d_{\text{nom}} > 1000 \text{ mm}$ $d = d_{\text{nom}} - 50 \text{ mm}$

Dabei ist d_{nom} der Nenndurchmesser des Pfahls.

2.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

2.4.1 Allgemeines

(1) Die Regeln für das Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten enthält EN 1990, Kapitel 6.

2.4.2 Bemessungswerte

2.4.2.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen aus Schwinden

(1) Werden Einwirkungen aus Schwinden für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt, ist in der Regel ein Teilsicherheitsbeiwert γ_{SH} zu verwenden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von γ_{SH} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,0.

2.4.2.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen aus Vorspannung

(1) Vorspannung wirkt im Allgemeinen günstig. Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in der Regel ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\text{P,fav}}$ zu verwenden. Als Bemessungswert der Vorspannung darf der Mittelwert der Vorspannkraft verwendet werden (siehe EN 1990, Kapitel 4).

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von $\gamma_{\text{P,fav}}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen ist 1,0. Dieser Wert darf auch für den Ermüdungsnachweis verwendet werden.

(2) Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Theorie II. Ordnung eines extern vorgespannten Bauteils, bei dem ein erhöhter Wert der Vorspannung ungünstig wirken kann, ist in der Regel $\gamma_{\text{P,unfav}}$ zu verwenden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von $\gamma_{\text{P,unfav}}$ für die Nachweise im Grenzzustand der Stabilität am Gesamttragwerk darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,3.

(3) Für die Nachweise von lokalen Auswirkungen ist in der Regel ebenfalls $\gamma_{\text{P,unfav}}$ zu verwenden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von $\gamma_{\text{P,unfav}}$ für die Nachweise von lokalen Auswirkungen darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,2. Die lokalen Auswirkungen der Verankerung von Spanngliedern im sofortigen Verbund werden in 8.10.2 behandelt.

2.4.2.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen beim Nachweis gegen Ermüdung

(1) Der Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen beim Nachweis gegen Ermüdung ist $\gamma_{\text{F,fat}}$.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von $\gamma_{\text{F,fat}}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,0.

2.4.2.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe

(1) Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind für die Baustoffe in der Regel die Teilsicherheitsbeiwerte γ_C und γ_S zu verwenden.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte von γ_C und γ_S dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Tabelle 2.1N enthält die empfohlenen Werte für „ständige und vorübergehende“ und für „außergewöhnliche“ Bemessungssituationen. Für die Bemessung im Brandfall gelten die Werte nach EN 1992-1-2.

Die empfohlenen Werte $\gamma_{C,fat}$ und $\gamma_{S,fat}$ beim Nachweis gegen Ermüdung entsprechen denen für die ständige Bemessungssituationen nach Tabelle 2.1N.

Tabelle 2.1N — Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Bemessungssituationen	γ_C für Beton	γ_S für Betonstahl	γ_S für Spannstahl
ständig und vorübergehend	1,5	1,15	1,15
außergewöhnlich	1,2	1,0	1,0

(2) Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind in der Regel die Werte der Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe entsprechend der einzelnen Abschnitte dieses Eurocodes zu verwenden.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte von γ_C und γ_S dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Wenn nicht in einzelnen Abschnitten dieses Eurocodes abweichend festgelegt, ist der empfohlene Wert 1,0.

(3) Abgeminderte Werte für γ_C und γ_S dürfen verwendet werden, wenn dies durch Maßnahmen zur Verringerung der Unsicherheit in der Berechnung gerechtfertigt ist.

ANMERKUNG Informationen hierzu enthält der informative Anhang A.

2.4.2.5 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe bei Gründungen

(1) Bemessungswerte der Bodeneigenschaften sind in der Regel nach EN 1997 zu ermitteln.

(2) Bei der Berechnung des Bemessungswiderstands von Ortbeton-Bohrpfählen mit wieder gewonnener Verrohrung ist in der Regel der Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_C nach 2.4.2.4 (1) mit dem Beiwert k_f zu multiplizieren.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von k_f darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,1.

2.4.3 Kombinationsregeln für Einwirkungen

(1) Die allgemeinen Kombinationsregeln für Einwirkungen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit enthält EN 1990, Kapitel 6.

ANMERKUNG 1 Die detaillierten Formulierungen für Einwirkungskombinationen sind in den normativen Anhängen der EN 1990, z. B. Anhang A1 für den Hochbau, A2 für Brücken, usw. enthalten. Die Anmerkungen enthalten auch die empfohlenen Werte der dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte und der repräsentativen Einwirkungen.

ANMERKUNG 2 Einwirkungskombinationen beim Nachweis gegen Ermüdung werden in 6.8.3 behandelt.

(2) Für jede ständige Einwirkung darf durchgängig entweder der untere oder der obere Bemessungswert innerhalb eines Tragwerks verwendet werden, je nachdem, welcher Wert ungünstiger wirkt. (z. B. Eigenlast eines Tragwerks).

DIN EN 1992-1-1:2011-01 EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG Unter Umständen gibt es Ausnahmen zu dieser Regel (z. B. Nachweis der Lagesicherheit, siehe EN 1990, Kapitel 6) In solchen Fällen können andere Teilsicherheitsbeiwerte (Satz A) maßgebend werden. Ein Beispiel für den Hochbau enthält Anhang A1 der EN 1990.

2.4.4 Nachweis der Lagesicherheit

(1) Das Format beim Nachweis der Lagesicherheit gilt auch für EQU-Bemessungszustände, z. B. für Abhebesicherungen oder den Nachweis gegen das Abheben von Lagern bei Durchlaufträgern.

ANMERKUNG Informationen hierzu enthält Anhang A der EN 1990.

2.5 Versuchsgestützte Bemessung

(1) Die Bemessung von Tragwerken darf durch Versuche unterstützt werden.

ANMERKUNG Informationen hierzu enthalten Kapitel 5 und Anhang D der EN 1990.

2.6 Zusätzliche Anforderungen an Gründungen

(1)P Hat die Boden-Bauwerk-Interaktion einen wesentlichen Einfluss auf das Tragwerk, müssen die Bodeneigenschaften und die Auswirkungen der Interaktion nach EN 1997-1 berücksichtigt werden.

(2) Sind wesentliche Setzungsunterschiede wahrscheinlich, sind in der Regel ihre Auswirkungen zu berücksichtigen.

ANMERKUNG 1 Anhang G darf zur Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion herangezogen werden.

ANMERKUNG 2 Im Allgemeinen dürfen für die Tragwerksbemessung vereinfachte Methoden verwendet werden, die die Auswirkungen von Bodendeformationen vernachlässigen.

(3) Gründungsbauteile aus Beton sind in der Regel in Übereinstimmung mit EN 1997-1 zu dimensionieren.

(4) In der Bemessung sind die Auswirkungen von Setzungen, Hebungen, Gefrieren, Tauen, Erosion usw. zu berücksichtigen, wenn sie maßgebend sind.

2.7 Anforderungen an Befestigungsmittel

(1) Lokal begrenzte und auf das Bauteil bezogene Auswirkungen von Befestigungsmitteln sind in der Regel zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Die Anforderungen für die Bemessung von Befestigungsmitteln enthält die Technische Spezifikation „Bemessung von Befestigungsmitteln für die Verwendung in Beton“ (in Bearbeitung). Diese Technische Spezifikation wird die Bemessung folgender Befestigungsmittel behandeln:

einbetonierte Befestigungsmittel wie beispielsweise:

- Kopfbolzen,
- Ankerschienen,

und nachträglich eingebaute Befestigungsmittel wie beispielsweise:

- Metallspreizdübel,
- Hinterschnittdübel,
- Betonschrauben,
- Verbunddübel,
- Verbundspreizdübel und
- Verbundhinterschnittdübel.

Befestigungsmittel sollten entweder im Einklang mit einer CEN-Norm stehen, oder durch eine Europäische Technische Zulassung geregelt sein.

Die Technische Spezifikation „Bemessung von Befestigungsmitteln für die Verwendung in Beton“ behandelt die lokale Einleitung von Lasten in ein Bauteil.

Bei Entwurf und Bemessung eines Tragwerks sind in der Regel die Einwirkungen und zusätzlichen Anforderungen nach Anhang A dieser Technischen Richtlinie zu berücksichtigen.

3 BAUSTOFFE

3.1 Beton

3.1.1 Allgemeines

(1)P Die folgenden Abschnitte enthalten Prinzipien und Anwendungsregeln für Normalbeton und hochfesten Beton.

(2)P Die Regeln für Leichtbeton sind im Abschnitt 11 enthalten.

3.1.2 Festigkeiten

(1)P Die Betondruckfestigkeit wird nach Betonfestigkeitsklassen gegliedert, die sich auf die charakteristische (5 %) Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} oder die Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ nach EN 206-1 beziehen.

(2)P Die Festigkeitsklassen dieser Norm beziehen sich auf die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} für ein Alter von 28 Tagen mit einem Maximalwert von C_{max} .

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert C_{max} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist C90/105.

(3) In Tabelle 3.1 sind die charakteristischen Festigkeiten f_{ck} mit den ihnen zugeordneten mechanischen Eigenschaften angegeben, die für die Bemessung notwendig sind.

(4) Für bestimmte Anwendungsfälle (z. B. bei Vorspannung) darf unter Umständen die Druckfestigkeit des Betons für ein Alter von weniger oder mehr als 28 Tagen auf der Grundlage von Prüfkörpern bestimmt werden, die unter anderen als den in EN 12390 angegebenen Bedingungen gelagert wurden.

Falls die Betonfestigkeit für ein Alter von $t > 28$ Tagen bestimmt wird, sind in der Regel die in 3.1.6 (1)P und 3.1.6 (2)P definierten Beiwerte α_{cc} und α_{ct} um den Faktor k_t zu reduzieren.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_t darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,85.

(5) Muss die Betondruckfestigkeit $f_{ck}(t)$ für ein Alter t für bestimmte Bauzustände (z. B. Ausschalen, Übertragung der Vorspannung), angegeben werden, darf diese wie folgt bestimmt werden:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{für} \quad 3 < t < 28 \text{ Tage}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad \text{für} \quad t \geq 28 \text{ Tage}$$

Genauere Werte speziell für $t \leq 3$ Tage sollten auf der Basis von Versuchen bestimmt werden.

(6) Die Betondruckfestigkeit im Alter t hängt vom Zementtyp, der Temperatur und den Lagerungsbedingungen ab. Bei einer mittleren Temperatur von 20°C und bei Lagerung nach EN 12390 darf die Betondruckfestigkeit zu unterschiedlichen Zeitpunkten $f_{cm}(t)$ mit den Gleichungen (3.1) und (3.2) ermittelt werden.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \tag{3.1}$$

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

mit

$$\beta_{cc}(t) = e^s \left[1 - \sqrt{28/t} \right] \quad (3.2)$$

Dabei ist

- $f_{cm}(t)$ die mittlere Betondruckfestigkeit für ein Alter von t Tagen;
- f_{cm} die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen gemäß Tabelle 3.1;
- $\beta_{cc}(t)$ ein vom Alter des Betons t abhängiger Beiwert;
- t das Alter des Betons in Tagen;
- s ein vom verwendeten Zementtyp abhängiger Beiwert:
 - = 0,20 für Zement der Festigkeitsklassen CEM 42,5 R, CEM 52,5 N und CEM 52,5 R (Klasse R),
 - = 0,25 für Zement der Festigkeitsklassen CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Klasse N),
 - = 0,38 für Zement der Festigkeitsklassen CEM 32,5 N (Klasse S).

In Fällen, in denen der Beton nicht der geforderten Druckfestigkeit nach 28 Tagen entspricht, sind die Gleichungen (3.1) und (3.2) nicht geeignet.

Es ist nicht zulässig, mit den Regeln dieses Abschnittes eine nichtkonforme Druckfestigkeitsklasse über die Nacherhärtung des Betons im Nachhinein zu rechtfertigen.

Zur Wärmebehandlung von Bauteilen siehe 10.3.1.1 (3).

(7)P Die Zugfestigkeit bezieht sich auf die höchste Spannung, die bei zentrischer Zugbeanspruchung erreicht wird. Für die Biegezugfestigkeit siehe auch 3.1.8 (1).

(8) Wenn die Zugfestigkeit mittels der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ bestimmt wird, darf näherungsweise der Wert der einachsigen Zugfestigkeit f_{ct} mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

(9) Die zeitabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit hängt besonders stark von der Nachbehandlung und den Trocknungsbedingungen sowie der Bauteilgröße ab. Wenn keine genaueren Werte vorliegen, darf die Zugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ wie folgt angenommen werden:

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (3.4)$$

mit $\beta_{cc}(t)$ aus Gleichung (3.2) und

$$\alpha = 1 \quad \text{für } t < 28 \text{ Tage}$$

$$\alpha = 2/3 \quad \text{für } t \geq 28 \text{ Tage.}$$

Die Werte für f_{ctm} sind in Tabelle 3.1 enthalten.

ANMERKUNG Wenn die zeitabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit von Bedeutung ist, wird empfohlen, dass zusätzliche Prüfungen unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen und der Bauteilgröße durchgeführt werden.

3.1.3 Elastische Verformungseigenschaften

(1) Die elastischen Verformungseigenschaften des Betons hängen in hohem Maße von seiner Zusammensetzung (vor allem von der Gesteinskörnung) ab. Die folgenden Angaben stellen deshalb lediglich Richtwerte dar. Sie sind in der Regel dann gesondert zu ermitteln, wenn das Tragwerk empfindlich auf entsprechende Abweichungen reagiert.

(2) Der Elastizitätsmodul eines Betons hängt von den Elastizitätsmoduln seiner Bestandteile ab. Tabelle 3.1 enthält die Richtwerte für den Elastizitätsmodul E_{cm} (Sekantenwert zwischen $\sigma_c = 0$ und $0,4 f_{cm}$) für

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Betonsorten mit quarzithaltigen Gesteinskörnungen. Bei Kalkstein- und Sandsteingesteinskörnungen sollten die Werte um 10 % bzw. 30 % reduziert werden. Bei Basaltgesteinskörnungen sollte der Wert um 20 % erhöht werden.

ANMERKUNG Nichtwidersprechende ergänzende Informationen dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

(3) Die zeitabhängige Änderung des Elastizitätsmoduls darf mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t) / f_{cm}]^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3.5)$$

wobei $E_{cm}(t)$ und $f_{cm}(t)$ die Werte im Alter von t Tagen bzw. E_{cm} und f_{cm} die Werte im Alter von 28 Tagen sind. Die Beziehung zwischen $f_{cm}(t)$ und f_{cm} entspricht Gleichung (3.1).

(4) Die *Poissonsche Zahl* (Querdehnzahl) darf für ungerissenen Beton mit 0,2 und für gerissenen Beton zu Null angesetzt werden.

(5) Liegen keine genaueren Informationen vor, darf die lineare Wärmedehnzahl mit $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ angesetzt werden.

Tabelle 3.1 — Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton

Betonfestigkeitsklasse															analytische Beziehung	
f_{ck}	N/mm ²	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$	N/mm ²	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm}	N/mm ²	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm}	N/mm ²	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0.05}$	N/mm ²	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5% Quantil
$f_{ctk,0.95}$	N/mm ²	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95% Quantil
$E_{cm} \cdot 10^{-3}$	N/mm ²	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0,3}$
ε_{c1}	‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 $\left[\frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c1}^0} \right]_{f_{00}} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \sqrt{\frac{AC}{AC}}$
ε_{cu1}	‰					3,5					3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\varepsilon_{cu1}^0(f_{00}) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2}	‰					2,0					2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Siehe Bild 3.3 für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\varepsilon_{c2}^0(f_{00}) = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2}	‰					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.3 für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\varepsilon_{cu2}^0(f_{00}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$
η						2,0					1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\eta = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	‰					1,75					1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Siehe Bild 3.4 für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\varepsilon_{c3}^0(f_{00}) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50) / 40]$
ε_{cu3}	‰					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.4 für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\varepsilon_{cu3}^0(f_{00}) = 2,6 + 35 [(90-f_{ck})/100]^4$

3.1.4 Kriechen und Schwinden

(1)P Kriechen und Schwinden des Betons hängen hauptsächlich von der Umgebungsfeuchte, den Bauteilabmessungen und der Betonzusammensetzung 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) Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ bezieht sich auf den Tangentenmodul E_c , der mit $1,05E_{cm}$ angenommen werden darf. Wenn keine besondere Genauigkeit erforderlich ist, darf der in Bild 3.1 angegebene Wert als Endkriechzahl angesehen werden, wenn die Betondruckspannung zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns $t = t_0$ nicht mehr als $0,45 f_{ck}(t_0)$ beträgt.

ANMERKUNG Weitere Informationen, einschließlich der zeitabhängigen Kriechentwicklung, sind im Anhang B enthalten.

(3) Die Kriechverformung von Beton $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ im Alter $t = \infty$ bei konstanter Druckspannung σ_c , aufgebracht im Betonalter t_0 , darf mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (3.6)$$

(4) Wenn die Betondruckspannung im Alter t_0 den Wert $0,45 f_{ck}(t_0)$ übersteigt, ist in der Regel die Nichtlinearität des Kriechens zu berücksichtigen. Diese hohen Spannungen können durch Vorspannung mit sofortigem Verbund entstehen, z. B. bei Fertigteilen im Bereich der Spannglieder. In diesen Fällen darf die nichtlineare rechnerische Kriechzahl wie folgt ermittelt werden:

$$\boxed{\text{AC}} \varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot e^{1,5(k_\sigma - 0,45)} \boxed{\text{AC}} \quad (3.7)$$

Dabei ist

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ die nichtlineare rechnerische Kriechzahl, die $\varphi(\infty, t_0)$ ersetzt;

$\boxed{\text{AC}} k_\sigma$ das Spannungs-Festigkeitsverhältnis $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$, wobei σ_c die Druckspannung ist und $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$ der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Belastung. $\boxed{\text{AC}}$

(5) Die in Bild 3.1 angegebenen Werte gelten für mittlere relative Luftfeuchten zwischen 40 % und 100 % und für Umgebungstemperaturen zwischen -40°C und $+40^\circ\text{C}$.

Folgende Formelzeichen werden verwendet:

$\varphi(\infty, t_0)$ Endkriechzahl;

t_0 Alter des Betons bei der ersten Lastbeanspruchung in Tagen;

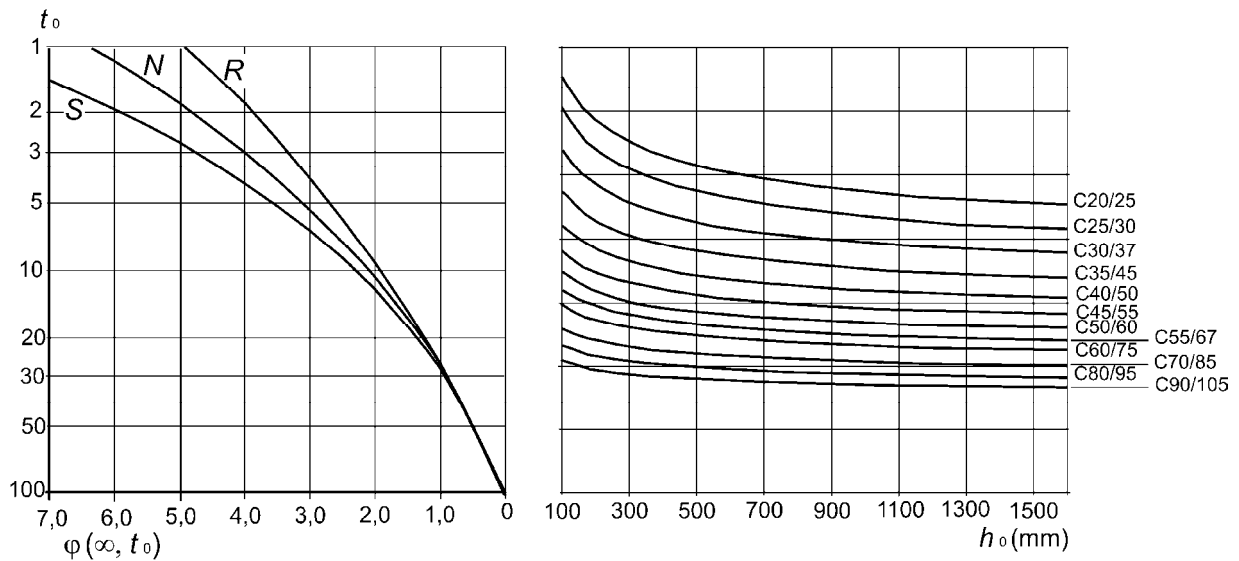
h_0 wirksame Querschnittsdicke mit $h_0 = 2A_c / u$, wobei A_c die Betonquerschnittsfläche und u die Umfangslänge der dem Trocknen ausgesetzten Querschnittsflächen sind;

S Zement der Klasse S nach 3.1.2 (6);

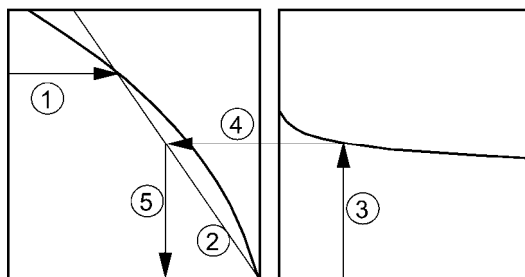
N Zement der Klasse N nach 3.1.2 (6);

R Zement der Klasse R nach 3.1.2 (6).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

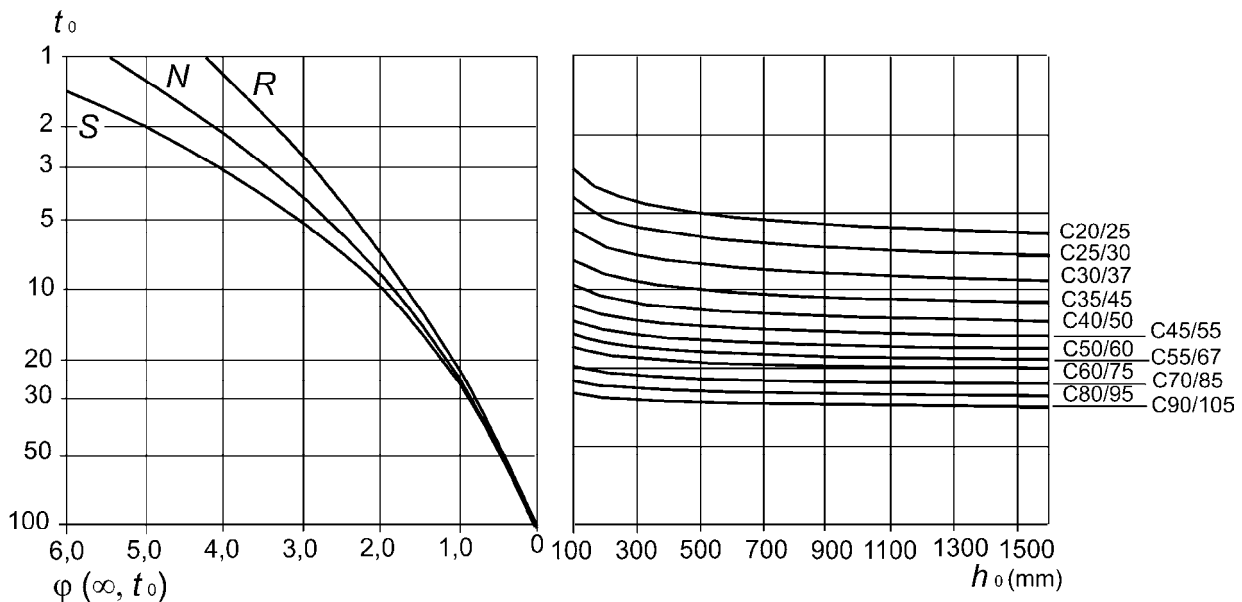


a) trockene Innenräume, relative Luftfeuchte = 50%



ANMERKUNG

- der Schnittpunkt der Linien 4 und 5 kann auch über dem Punkt 1 liegen
- für $t_0 > 100$ darf $t_0 = 100$ angenommen werden (Tangentenlinie ist zu verwenden)



b) Außenluft, relative Luftfeuchte = 80%

Bild 3.1 — Methode zur Bestimmung der Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für Beton bei normalen Umgebungsbedingungen

(6) Die Gesamtschwinddehnung setzt sich aus zwei Komponenten zusammen: der Trocknungsschwinddehnung und der autogenen Schwinddehnung. Die Trocknungsschwinddehnung bildet sich langsam aus, da sie eine Funktion der Wassermigration durch den erhärteten Beton ist. Die autogene Schwinddehnung bildet sich bei der Betonerhärtung aus: Der Hauptanteil bildet sich bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren aus. Das autogene Schwinden ist eine lineare Funktion der Betonfestigkeit. Es sollte insbesondere dort berücksichtigt werden, wo Frischbeton auf bereits erhärteten Beton aufgebracht wird. Somit ergibt sich die Gesamtschwinddehnung ε_{cs} aus

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.8)$$

Dabei ist

ε_{cs} die Gesamtschwinddehnung;

ε_{cd} die Trocknungsschwinddehnung des Betons;

ε_{ca} die autogene Schwinddehnung.

Der Endwert der Trocknungsschwinddehnung beträgt $\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$.

Der Grundwert $\varepsilon_{cd,0}$ darf Tabelle 3.2 entnommen werden (erwartete Mittelwerte mit einem Variationskoeffizienten von ca. 30 %).

ANMERKUNG Die Gleichung für $\varepsilon_{cd,0}$ ist im Anhang B angegeben.

Tabelle 3.2 — Grundwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ (in ‰) für Beton mit Zement CEM Klasse N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (N/mm ²)	Relative Luftfeuchte (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Die zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung folgt aus:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

Dabei ist

k_h ein von der wirksamen Querschnittsdicke h_0 abhängiger Koeffizient gemäß Tabelle 3.3.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Tabelle 3.3 — k_h -Werte in Gleichung (3.9)

h_0 [mm]	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

Dabei ist

- t das Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt;
- t_s das Alter des Betons in Tagen zu Beginn des Trocknungsschwindens (oder des Quellens). Normalerweise das Alter am Ende der Nachbehandlung;
- h_0 die wirksame Querschnittsdicke (mm) $h_0 = 2A_c / u$

Dabei ist

- A_c die Betonquerschnittsfläche;
- u die Umfangslänge der dem Trocknen ausgesetzten Querschnittsflächen.

Die autogene Schwinddehnung folgt aus:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

Dabei ist

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (3.12)$$

und

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}} \quad (3.13)$$

mit t in Tagen.

3.1.5 Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen

(1) Der in Bild 3.2 dargestellte Zusammenhang zwischen σ_c und ε_c für eine kurzzeitig wirkende, einaxiale Druckbeanspruchung wird durch Gleichung (3.14) beschrieben:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (3.14)$$

Dabei ist

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

ε_{c1} die Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung gemäß Tabelle 3.1

$$k = 1,05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (f_{cm} \text{ nach Tabelle 3.1}).$$

Die Gleichung (3.14) gilt für $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, wobei ε_{cu1} die rechnerische Bruchdehnung ist.

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

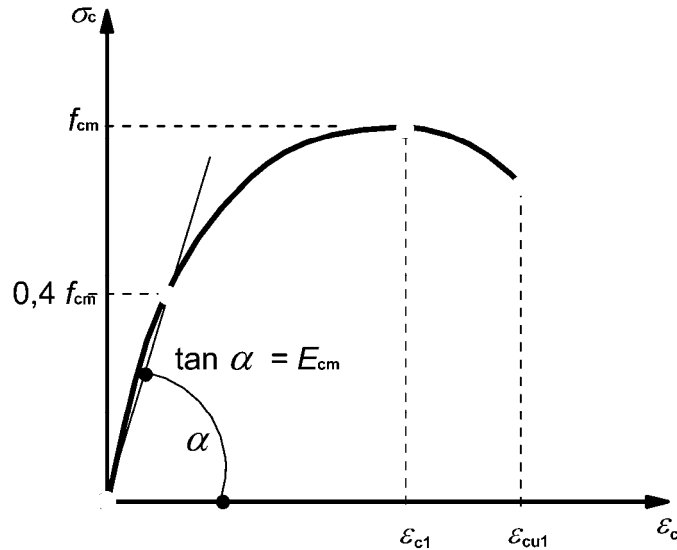


Bild 3.2 — Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren und für Verformungsberechnungen

3.1.6 Bemessungswert der Betondruck- und Betonzugfestigkeit

(1)P Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit wird definiert als

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C \quad (3.15)$$

Dabei ist

γ_C der Teilsicherheitsbeiwert für Beton, siehe 2.4.2.4;

α_{cc} der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung.

ANMERKUNG Der jeweilige landesspezifische Wert α_{cc} sollte zwischen 0,8 und 1,0 liegen. Dieser darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,0.

(2)P Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit f_{ctd} wird definiert als

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_C \quad (3.16)$$

Dabei ist

γ_C der Teilsicherheitsbeiwert für Beton, siehe 2.4.2.4;

α_{ct} der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betonzugfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert α_{ct} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,0.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

3.1.7 Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung

(1) Für die Querschnittsbemessung darf die in Bild 3.3 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Linie verwendet werden (Stauchungen positiv):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{für } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.17)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{für } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (3.18)$$

Dabei ist

- n der Exponent gemäß Tabelle 3.1;
- ε_{c2} die Dehnung beim Erreichen der Maximalfestigkeit gemäß Tabelle 3.1;
- ε_{cu2} die Bruchdehnung gemäß Tabelle 3.1.

(2) Andere vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Linien dürfen auch verwendet werden, wenn sie gleichwertig oder konservativer als die in Absatz (1) definierte sind. Ein Beispiel hierfür ist die in Bild 3.4 dargestellte bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie mit ε_{c3} und ε_{cu3} nach Tabelle 3.1 (Druckspannung und Stauchung sind positiv dargestellt).

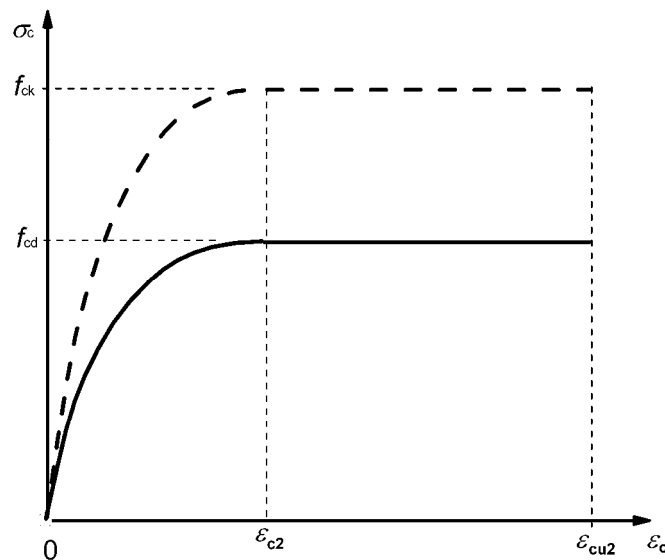


Bild 3.3 — Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck

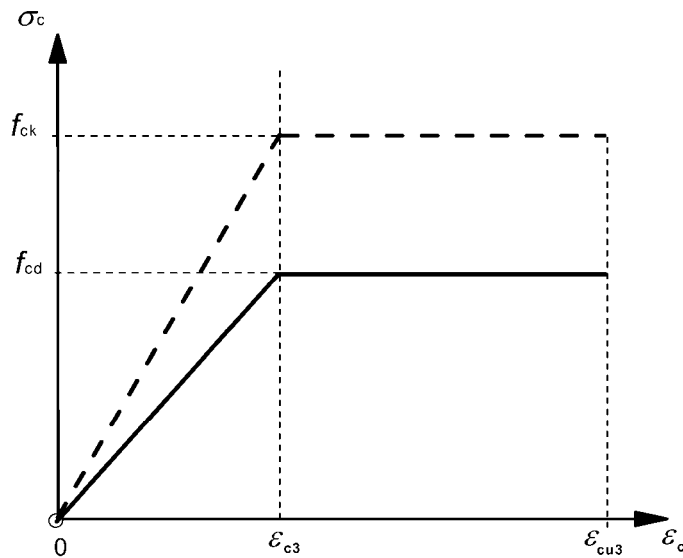


Bild 3.4 — Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie

(3) Ein Spannungsblock wie in Bild 3.5 darf angesetzt werden. Der Beiwert λ zur Bestimmung der effektiven Druckzonenhöhe und der Beiwert η zur Bestimmung der effektiven Festigkeit folgen aus:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{für } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ N/mm}^2 \quad (3.20)$$

und

$$\eta = 1,0 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{für } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ N/mm}^2 \quad (3.22)$$

ANMERKUNG Sofern die Breite der Druckzone zum gedrückten Querschnittsrand hin abnimmt, sollte der Wert $\eta \cdot f_{cd}$ um 10 % abgemindert werden.

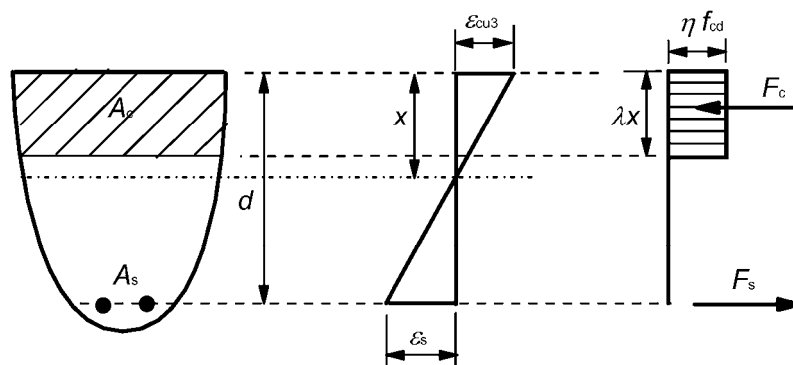


Bild 3.5 — Spannungsblock

3.1.8 Biegezugfestigkeit

(1) Die mittlere Biegezugfestigkeit bewehrter Betonbauteile hängt vom Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit und der Querschnittshöhe ab.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Die folgende Beziehung darf verwendet werden:

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h/1\,000) \cdot f_{ctm} \geq f_{ctm} \quad (3.23)$$

Dabei ist

h die Gesamthöhe des Bauteils in mm;

f_{ctm} der Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit gemäß Tabelle 3.1.

Die Beziehung nach Gleichung (3.23) gilt auch für charakteristische Zugfestigkeiten.

3.1.9 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

(1) Eine mehraxiale Druckbeanspruchung des Betons führt zu einer Modifizierung der effektiven Spannungs-Dehnungs-Linie: Es werden höhere Festigkeiten und höhere kritische Dehnungen erreicht. Andere grundlegende Baustoffeigenschaften dürfen für die Bemessung als unbeeinflusst betrachtet werden.

(2) Fehlen genauere Angaben, darf die in Bild 3.6 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Linie (Stauchungen positiv) mit folgenden erhöhten charakteristischen Festigkeiten und Dehnungen verwendet werden:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{für } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,50 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{für } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad (3.27)$$

wobei σ_2 ($= \sigma_3$) die effektive Querdruckspannung im GZT infolge einer Querdehnungsbehinderung ist und ε_{c2} und ε_{cu2} aus Tabelle 3.1 zu entnehmen sind. Die Querdehnungsbehinderung kann durch entsprechende geschlossene Bügel oder durch Querbewehrung erzeugt werden, die die Streckgrenze infolge der Querdehnung des Betons $\overline{AC}$ erreichen können $\overline{AC}$.

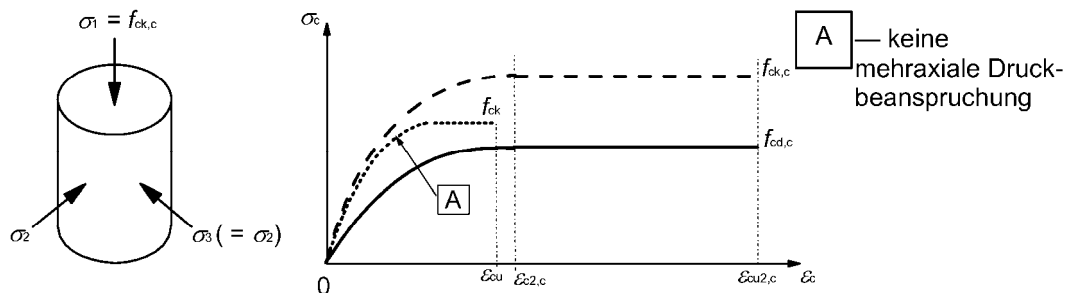


Bild 3.6 — Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton unter mehraxialen Druckbeanspruchungen

3.2 Betonstahl

3.2.1 Allgemeines

(1)P Die folgenden Abschnitte enthalten Prinzipien und Anwendungsregeln für Betonstabstahl, Betonstabstahl vom Ring, Betonstahlmatten und Gitterträger. Sie gelten nicht für speziell beschichtete Stäbe.

(2)P Die Anforderungen an die Materialeigenschaften gelten für die im erhärteten Beton liegende Bewehrung. Wenn durch die Art der Bauausführung die Eigenschaften der Bewehrung beeinträchtigt werden können, müssen diese nachgeprüft werden.

(3)P Bei der Verwendung anderer Betonstähle, die nicht EN 10080 erfüllen, muss nachgewiesen werden, dass die Eigenschaften den Abschnitten 3.2.2 bis 3.2.6 und Anhang C genügen.

(4)P Die erforderlichen Eigenschaften der Betonstähle müssen gemäß der Prüfverfahren in EN 10080 nachgewiesen werden.

ANMERKUNG EN 10080 verweist auf eine Streckgrenze R_e , die sich auf die charakteristischen, minimalen und maximalen Werte bezieht, die auf Grundlage der ständigen Produktionsqualität ermittelt werden. Dagegen stellt f_{yk} die charakteristische Streckgrenze der Bewehrung eines bestimmten Tragwerks dar. Es besteht keine direkte Beziehung zwischen f_{yk} und der charakteristischen Streckgrenze R_e . Die in EN 10080 behandelten Bewertungs- und Nachweisverfahren der Streckgrenze bieten dennoch ausreichende Prüfungsmöglichkeiten, um f_{yk} zu ermitteln.

(5) Die Anwendungsregeln für Gitterträger (Definition in EN 10080) gelten nur für solche mit gerippten Stäben. Gitterträger mit anderen Bewehrungsarten können in einer entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung geregelt sein.

3.2.2 Eigenschaften

(1)P Das Verhalten von Betonstählen wird durch die nachfolgenden Eigenschaften festgelegt:

- Streckgrenze (f_{yk} oder $f_{0,2k}$),
- maximale tatsächliche Streckgrenze ($f_{y,max}$),
- Zugfestigkeit (f_t),
- Duktilität (ε_{uk} und $(f_t/f_y)_k$),
- Biegebarkeit ,
- Verbundeigenschaften (f_R : siehe auch Anhang C),
- Querschnittsgrößen und Toleranzen,
- Ermüdungsfestigkeit,
- Schweißseignung,
- Scher- und Schweißfestigkeit für geschweißte Matten und Gitterträger.

(2)P Dieser Eurocode gilt für gerippten und schweißbaren Betonstahl, einschließlich Matten. Die zulässigen Schweißverfahren sind in Tabelle 3.4 aufgeführt.

ANMERKUNG 1 Die erforderlichen Eigenschaften des in diesem Eurocode zu verwendenden Betonstahls sind im Anhang C enthalten.

ANMERKUNG 2 Die Eigenschaften und Regeln, die bei der Verwendung von profilierten Stäben in Fertigteilen zur Anwendung kommen, dürfen den maßgebenden Produktnormen entnommen werden.

(3)P Die Anwendungsregeln für die Bemessung und die bauliche Durchbildung in diesem Eurocode gelten für Betonstähle mit Streckgrenzen f_{yk} von 400 bis 600 N/mm².

ANMERKUNG Der landesspezifische obere Grenzwert von f_{yk} in diesem Bereich darf dem Nationalen Anhang entnommen werden.

(4)P Die Oberflächen gerippter Betonstähle müssen so beschaffen sein, dass ein ausreichender Verbund mit dem Beton sichergestellt ist.

(5) Ausreichender Verbund darf bei Einhaltung der geforderten, bezogenen Rippenfläche f_R angenommen werden.

ANMERKUNG Die Mindestwerte für die bezogene Rippenfläche f_R sind im Anhang C enthalten.

(6)P Die Bewehrung muss über ausreichende Biegebarkeit verfügen, um die Verwendung der in Tabelle 8.1 angegebenen kleinsten Biegerollendurchmesser und das Zurückbiegen zu ermöglichen.

ANMERKUNG Weitere Informationen zu Anforderungen bezüglich Hin- und Zurückbiegen sind im Anhang C enthalten.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

3.2.3 Festigkeiten

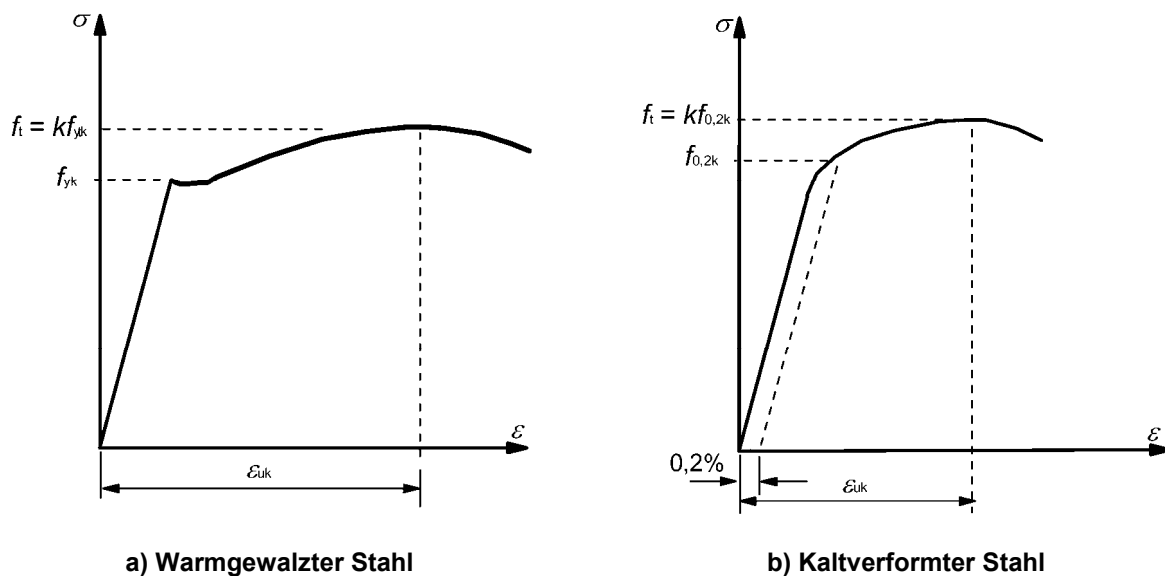
(1)P Die Streckgrenze f_{yk} (bzw. die 0,2 %-Dehngrenze $f_{0,2k}$) und die Zugfestigkeit f_{tk} werden jeweils als charakteristische Werte definiert; sie ergeben sich aus der Last bei Erreichen der Streckgrenze bzw. der Höchstlast, geteilt durch den Nennquerschnitt.

3.2.4 Duktilitätsmerkmale

(1)P Die Bewehrung muss angemessene Duktilität aufweisen. Diese wird durch das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze, $(f_t/f_y)_k$ und der Dehnung bei Höchstlast, ϵ_{uk} definiert.

(2) Bild 3.7 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Linie für typischen warmgewalzten und kaltverformten Stahl.

ANMERKUNG [AC] Die Werte für $k = (f_t/f_y)_k$ und [AC] ϵ_{uk} für die Klassen A, B und C sind im Anhang C enthalten.



**Bild 3.7 — Spannungs-Dehnungs-Diagramm für typischen Betonstahl
 (Zugspannungen und Dehnungen positiv)**

3.2.5 Schweißen

(1)P Schweißverfahren für Bewehrungsstäbe müssen mit Tabelle 3.4 übereinstimmen. Die Schweißeignung muss EN 10080 entsprechen.

(2)P Alle Schweißarbeiten an Bewehrungsstäben müssen [AC] gemäß EN ISO 17660 [AC] durchgeführt werden.

(3)P Die Festigkeit der Schweißverbindungen innerhalb der Verankerungslänge von Betonstahlmatten muss zur Aufnahme der Bemessungskräfte ausreichen.

(4) Es darf von einer ausreichenden Festigkeit der Schweißverbindung der Betonstahlmatten ausgegangen werden, wenn jede Schweißverbindung einer Scherkraft widerstehen kann, die mindestens 25 % der geforderten charakteristischen Streckgrenze multipliziert mit dem Nennquerschnitt entspricht. Bei zwei unterschiedlichen Stabdurchmessern ist dabei in der Regel der Nennquerschnitt des dickeren Stabes zu verwenden.

Tabelle 3.4 — Zulässige Schweißverfahren und Anwendungsbeispiele

Belastungsart	Schweißverfahren	Zugstäbe ¹	Druckstäbe ¹
Vorwiegend ruhend (siehe auch 6.8.1 (2))	Abbrennstumpfschweißen	Stumpfstoß	
	Lichtbogenhandschweißen und Metall-Lichtbogenschweißen	Stumpfstoß mit $\phi \geq 20$ mm, Laschenstoß, Überlappstoß, Kreuzungsstoß ³ , Verbindung mit anderen Stahlteilen	
	Metall-Aktivgasschweißen AC gestrichener Text AC	Laschenstoß, Überlappstoß, Kreuzungsstoß ³ , Verbindung mit anderen Stahlteilen	
		—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 20$ mm
	Reibschweißen	Stumpfstoß, Verbindung mit anderen Stahlteilen	
	Widerstandspunktschweißen	Überlappstoß ⁴ Kreuzungsstoß ^{2, 4}	
Nicht vorwiegend ruhend (siehe auch 6.8.1 (2))	Abbrennstumpfschweißen	Stumpfstoß	
	Lichtbogenhandschweißen	—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 14$ mm
	Metall-Aktivgas schweißen AC gestrichener Text AC	—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 14$ mm
	Widerstandspunktschweißen	Überlappstoß ⁴ Kreuzungsstoß ^{2, 4}	

ANMERKUNGEN

1. Es dürfen nur Stäbe mit näherungsweise gleichem Nenndurchmesser zusammengeschweißt werden.

2. Zulässiges Verhältnis der Stabnenndurchmesser sich kreuzender Stäbe $\geq 0,57$

3. Für tragende Verbindungen $\phi \leq 16$ mm

4. Für tragende Verbindungen $\phi \leq 28$ mm

3.2.6 Ermüdung

(1)P Wo eine Ermüdungsfestigkeit gefordert wird, ist diese gemäß EN 10080 nachzuweisen.

ANMERKUNG Weitere Informationen hierzu finden sich im Anhang C.

3.2.7 Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung

(1) Die Bemessung darf auf Grundlage der Nennquerschnittsfläche der Bewehrung und mit den Bemessungswerten, die aus den charakteristischen Werten nach 3.2.2 abgeleitet werden, durchgeführt werden.

(2) Bei der üblichen Bemessung darf eine der folgenden Annahmen getroffen werden (siehe Bild 3.8):

- a) ein ansteigender oberer Ast mit einer Dehnungsgrenze ϵ_{ud} und einer Maximalspannung von $\frac{AC}{k} \cdot f_{yk} / \gamma_s \frac{AC}{AC}$ bei ϵ_{uk} , wobei $k = (f_t / f_y)_k$ ist.
- b) ein horizontaler oberer Ast, bei dem die Dehnungsgrenze nicht geprüft werden muss.

ANMERKUNG 1 Der landesspezifische Wert ϵ_{ud} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $0,9\epsilon_{uk}$.

ANMERKUNG 2 Der Wert für $(f_t / f_y)_k$ ist im Anhang C enthalten.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

- (3) Für die Dichte darf ein Mittelwert von 7850 kg/m^3 angesetzt werden.
- (4) Der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls E_s darf mit 200.000 N/mm^2 angesetzt werden.

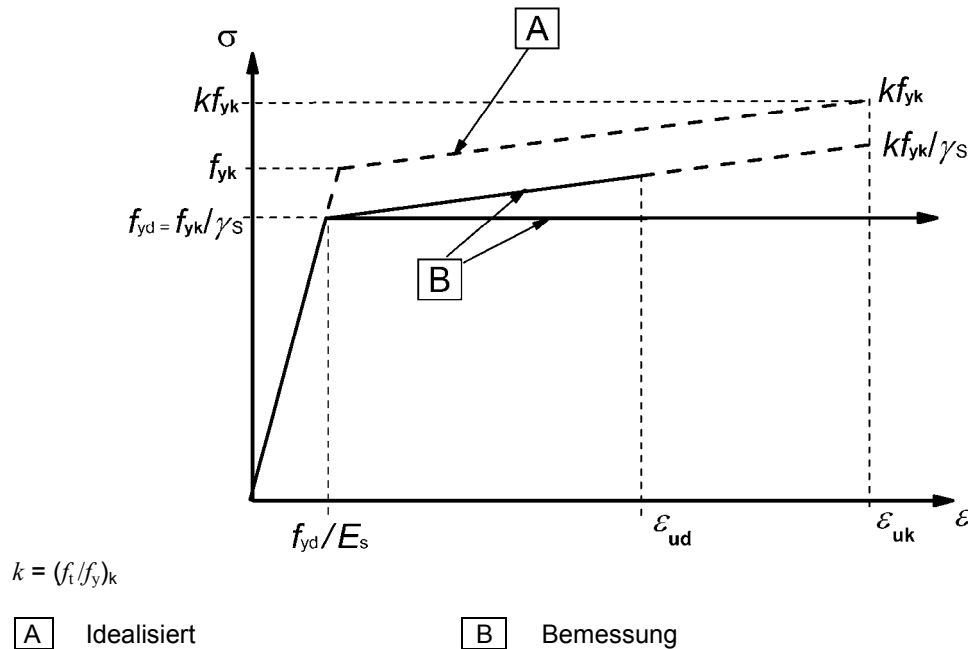


Bild 3.8 — Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung (für Zug und Druck)

3.3 Spannstahl

3.3.1 Allgemeines

(1)P Dieser Abschnitt gilt für Drähte, Stäbe und Litzen, die als Spannstahl in Betontragwerken verwendet werden.

(2)P Der Spannstahl muss über eine ausreichend hohe Widerstandsfähigkeit gegen Spannungsrissskorrosion verfügen.

(3) Es darf von einer ausreichend hohen Widerstandsfähigkeit gegen Spannungsrissskorrosion ausgegangen werden, wenn der Spannstahl entweder den in EN 10138 festgelegten Kriterien oder denen einer entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung entspricht.

(4) Die Anforderungen an die Eigenschaften des Spannstahls gelten für den im erhärteten Beton eingebauten Zustand. Die Anforderungen dieses Eurocodes dürfen als erfüllt angesehen werden, wenn Produktion, Prüfung und Konformitätsbescheinigung des Spannstahls gemäß EN 10138 oder einer entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung erfolgen.

(5)P Für Spannstähle nach diesem Eurocode werden die Zugfestigkeit, die 0,1 %-Dehngrenze und die Dehnung bei Erreichen der Höchstlast als charakteristische Werte angegeben; die einzelnen Werte werden mit f_{pk} , $f_{p0,1k}$ und ϵ_{uk} bezeichnet.

ANMERKUNG EN 10138 bezieht sich auf charakteristische, minimale und maximale Werte, die auf Grundlage der ständigen Produktionsqualität ermittelt werden. Dagegen stellen $f_{p0,1k}$ und f_{pk} nur die charakteristische Dehngrenze und Zugfestigkeit des Spannstahls dar, die für ein Tragwerk erforderlich sind. Zwischen den beiden Wertereihen besteht keine direkte Beziehung. Allerdings bieten die charakteristischen Werte für die 0,1%-Prüfkraft $F_{p0,1k}$ geteilt durch die Querschnittsfläche S_n nach EN 10138 zusammen mit den Bewertungs- und Nachweisverfahren ausreichend Prüfmöglichkeiten, um den Wert von $f_{p0,1k}$ zu ermitteln.

(6) Bei Verwendung anderer Stähle, die nicht EN 10138 erfüllen, können die Eigenschaften in einer entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung geregelt werden.

(7)P Jedes Produkt muss hinsichtlich des Klassifizierungssystems nach 3.3.2 (2)P eindeutig identifizierbar sein.

(8)P Das Relaxationsverhalten des Spannstahls muss gemäß 3.3.2 (4)P oder in einer entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung klassifiziert sein.

(9)P Jeder Lieferung muss eine Bescheinigung beigelegt sein, die alle für die eindeutige Bestimmung der Merkmale nach (i) - (iv) in 3.3.2 (2)P notwendigen und erforderlichenfalls weitere Angaben enthält.

(10)P Drähte und Stäbe dürfen keine Schweißstellen aufweisen. Bei Litzen dürfen Einzeldrähte vor dem Kaltziehen geschweißt werden. Die Schweißstellen müssen entlang der Litze versetzt sein.

(11)P Bei Spannstahl vom Ring muss nach dem Abwickeln einer Draht- bzw. Litzenlänge der größte Stich der Krümmung der EN 10138 oder einer entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung entsprechen.

3.3.2 Eigenschaften

(1)P Die Eigenschaften von Spannstahl sind in EN 10138, Teile 2 bis 4 oder in Europäischen Technischen Zulassungen enthalten.

(2)P Die Spannstähle (Drähte, Litzen und Stäbe) sind einzuteilen nach:

- i) Festigkeit, unter Angabe der Werte für die 0,1%-Dehngrenze ($f_{p0,1k}$) und das Verhältnis Zugfestigkeit zu Streckgrenze ($f_{pk} / f_{p0,1k}$) sowie die Dehnung bei Höchstlast (ϵ_{uk}),
- ii) Klasse zur Beschreibung des Relaxationsverhaltens,
- iii) Maße,
- iv) Oberflächeneigenschaften.

(3)P Der Unterschied zwischen der tatsächlichen Masse des Spannstahls und seiner Nennmasse darf nicht größer sein als die in EN 10138 oder die in der entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung angegebenen Grenzwerte.

(4)P In diesem Eurocode werden drei Relaxationsklassen definiert:

- Klasse 1: Drähte oder Litzen – normale Relaxation
- Klasse 2: Drähte oder Litzen – niedrige Relaxation
- Klasse 3: warmgewalzte und vergütete Stäbe

ANMERKUNG Klasse 1 wird von EN 10138 nicht behandelt.

(5) Die für die Bemessung notwendige Ermittlung der relaxationsbedingten Spannstahlverluste erfolgt in der Regel auf der Grundlage des Wertes ρ_{1000} , des Relaxationsverlustes (in %) 1000 Stunden nach dem Anspannen für eine Durchschnittstemperatur von 20 °C (Definition der isothermischen Relaxationsprüfung in EN 10138).

ANMERKUNG Der Wert für ρ_{1000} wird als Prozentanteil der Vorspannung angegeben und wird für eine Vorspannung von $0,7 f_p$ ermittelt, wobei f_p die tatsächliche Zugfestigkeit ermittelt aus einer Serie von Spannstahlproben ist. Für die Bemessung wird die charakteristische Zugfestigkeit (f_{pk}) verwendet. Diese wurde auch in den folgenden Gleichungen berücksichtigt.

(6) Die Werte für ρ_{1000} dürfen entweder dem Prüfzeugnis entnommen oder mit folgenden Werten abgeschätzt werden:

- 8 % für Klasse 1,
- 2,5 % für Klasse 2 und
- 4 % für Klasse 3.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(7) Der Relaxationsverlust darf einem Prüfzeugnis des Herstellers entnommen werden oder als Prozentanteil der Vorspannungsänderung zur Ausgangsvorspannung definiert werden. Er ist in der Regel mittels einer der folgenden Gleichungen zu bestimmen. Die Gleichungen (3.28) und (3.29) gelten für Drähte oder Litzen mit normaler bzw. mit niedriger Relaxation. Die Gleichung (3.30) gilt für warmgewalzte und vergütete Stäbe.

$$\text{Klasse 1} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.28)$$

$$\text{Klasse 2} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.29)$$

$$\text{Klasse 3} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \rho_{1000} e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.30)$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{pr}$ die Spannungsänderung im Spannstahl infolge Relaxation;

σ_{pi} bei Vorspannung mit sofortigem Verbund ist σ_{pi} die Spannung im Spannstahl unmittelbar nach dem Vorspannen oder der Krafteinleitung $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (siehe auch 5.10.3 (2));

bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund ist σ_{pi} die maximale auf das Spannglied aufgebrauchte Zugspannung abzüglich der unmittelbaren Verluste, die während des Spannvorgangs auftreten, siehe auch 5.10.4(1) (i);

t die Zeit nach dem Vorspannen (in Stunden);

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, wobei f_{pk} der charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls ist;

ρ_{1000} der Wert des Relaxationsverlustes (in %) 1000 Stunden nach dem Vorspannen bei einer Durchschnittstemperatur von 20 °C.

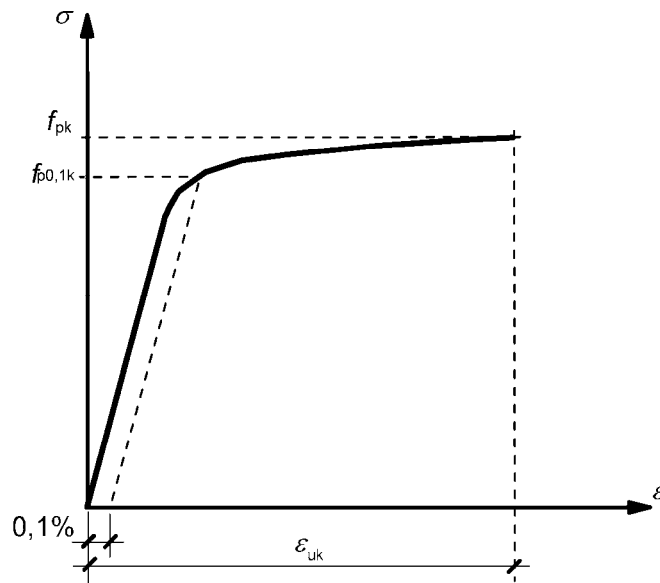
ANMERKUNG Für die Ermittlung der Spannkraftverluste für verschiedene Zeitintervalle (Zustände) und wenn größere Genauigkeit erforderlich ist, siehe Anhang D.

(8) Die Endwerte der Spannkraftverluste dürfen für die Zeit $t = 500.000$ Stunden (d. h. circa 57 Jahre) berechnet werden.

(9) Spannkraftverluste sind stark von der Temperatur des Stahls abhängig. Bei Wärmebehandlung (z. B. Dampf), [AC] siehe 10.3.2.1. [AC] Falls die Temperatur ansonsten 50 °C übersteigt, sind die Spannkraftverluste in der Regel nachzuweisen.

3.3.3 Festigkeiten

(1)P Die 0,1 %-Dehngrenze ($f_{p0,1k}$) und die Zugfestigkeit (f_{pk}) sind als die charakteristischen Werte der Last an der 0,1 %-Dehngrenze und der Höchstlast unter axialem Zug, jeweils geteilt durch den Nennquerschnitt, definiert (siehe Bild 3.9).



**Bild 3.9 — Spannungs-Dehnungs-Diagramm für typischen Spannstahl
(Zugspannungen und Dehnungen positiv)**

3.3.4 Duktilitätseigenschaften

- (1) P Die Spannstähle müssen eine angemessene Duktilität nach EN 10138 aufweisen.
- (2) Eine ausreichende Dehnfähigkeit darf angenommen werden, wenn die Spannstähle die festgelegten Dehnungen bei Höchstlast gemäß EN 10138 erreichen.
- (3) Eine ausreichende Biegefähigkeit darf angenommen werden, wenn die Spannstähle die in EN ISO 15630-3 festgelegte Biegebarkeit erreichen.
- (4) Der Hersteller muss für die Spannstähle Spannungs-Dehnungs-Linien auf Grundlage der Herstellungsdaten erstellen und dem Lieferschein als Anhang beifügen (siehe 3.3.1 (9)P).
- (5) Die Duktilität für Zugbeanspruchungen darf für die Spannstähle als ausreichend angenommen werden, wenn $f_{pk} / f_{p0,1k} \geq k$ beträgt.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,1.

3.3.5 Ermüdung

- (1)P Die Spannstähle müssen eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit aufweisen.
- (2)P Die Schwingbreiten der Spannstähle müssen der EN 10138 oder einer entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung entsprechen.

3.3.6 Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung

- (1)P Die Ermittlung der Schnittgrößen ist auf der Grundlage der Nennquerschnittsfläche des Spannstahls und der charakteristischen Werte $f_{p0,1k}$, f_{pk} und ϵ_{uk} durchzuführen.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

- (2) Der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls E_p darf für Drähte und Stäbe mit 205 000 N/mm² angesetzt werden. Je nach Herstellungsverfahren kann der tatsächliche Wert zwischen 195 000 und 210 000 N/mm² liegen. Der Lieferung sollte eine Bescheinigung beiliegen, die den zugehörigen Wert angibt.
- (3) Der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls, E_p darf für Litzen mit 195 000 N/mm² angesetzt werden. Je nach Herstellungsverfahren kann der tatsächliche Wert zwischen 185 000 und 205 000 N/mm² liegen. Der Lieferung sollte eine Bescheinigung beiliegen, die den zutreffenden Wert angibt.
- (4) Für die Bemessung darf für die Dichte der Spannstähle üblicherweise ein Mittelwert von 7 850 kg/m³ angesetzt werden.
- (5) Die oben angegebenen Werte dürfen für den Spannstahl im fertigen Bauteil in einem Temperaturbereich zwischen -40 °C und +100 °C angenommen werden.
- (6) Der Bemessungswert der Stahlspannung f_{pd} ist mit $f_{p0,1k} / \gamma_s$ anzusetzen (siehe auch Bild 3.10).
- (7) Bei der Querschnittsbemessung darf eine der folgenden Annahmen getroffen werden (siehe Bild 3.10):
- ein ansteigender Ast mit einer Dehnungsgrenze ϵ_{ud} . Die Bemessung darf auch auf der Grundlage der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Linie durchgeführt werden, sofern diese bekannt ist. Dabei wird die Spannung oberhalb des elastischen Grenzwertes analog Bild 3.10 abgemindert, oder
 - ein horizontaler oberer Ast ohne Dehnungsgrenze.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert ϵ_{ud} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $0,9\epsilon_{uk}$. Wenn keine genaueren Werte bekannt sind, sind die empfohlenen Werte $\epsilon_{ud} = 0,02$ und $f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$.

A Idealisiert

B Bemessung

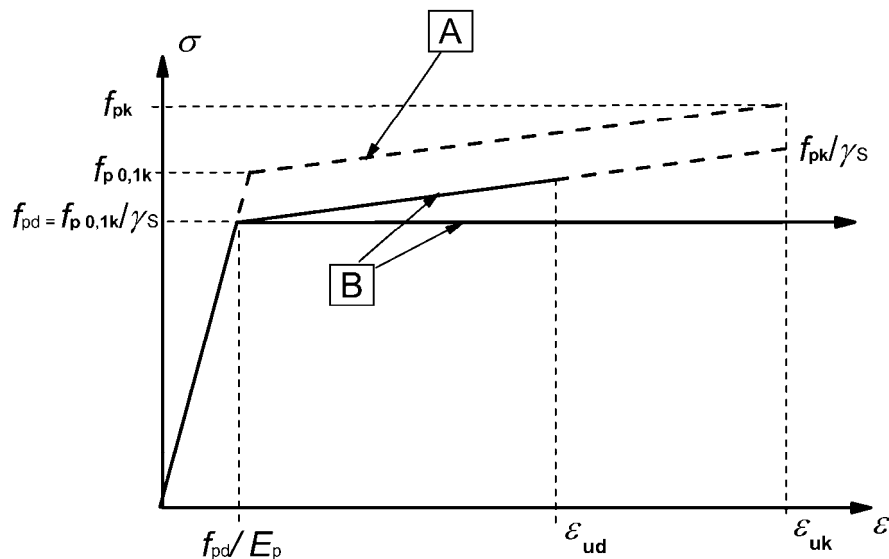


Bild 3.10 — Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls für die Querschnittsbemessung (Zugspannungen und Dehnungen positiv)

3.3.7 Spannstähle in Hüllrohren

(1)P Spannstähle in Hüllrohren (z. B. im Verbund, ohne Verbund usw.) müssen ausreichend und dauerhaft gegen Korrosion geschützt sein (siehe auch 4.3).

(2)P Spannstähle in Hüllrohren müssen ausreichend gegen die Auswirkungen von Feuer geschützt sein (siehe auch EN 1992-1-2).

3.4 Komponenten von Spannsystemen

3.4.1 Verankerungen und Spanngliedkopplungen

3.4.1.1 Allgemeines

(1)P Abschnitt 3.4.1 gilt für Verankerungsvorrichtungen (Ankerkörper) und Kopplungsvorrichtungen (Kopplungen), die im nachträglichen Verbund verwendet werden, wobei:

- i) Ankerkörper verwendet werden, um im Verankerungsbereich die Kräfte von den Spanngliedern auf den Beton zu übertragen;
- ii) Kopplungen verwendet werden, um einzelne Spanngliedabschnitte zu durchlaufenden Spanngliedern zu verbinden.

(2)P Die Verankerungen und Spanngliedkopplungen müssen den entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen für ein Spannverfahren entsprechen.

(3)P Die bauliche Durchbildung der Verankerungsbereiche muss den Abschnitten 5.10, 8.10.3 und 8.10.4 entsprechen.

3.4.1.2 Mechanische Eigenschaften

3.4.1.2.1 Verankerungen und Kopplungen

(1)P Die Festigkeits-, Dehnungs- und Ermüdungseigenschaften von Spanngliedverankerungen und Spanngliedkopplungen müssen den Anforderungen aus der Bemessung genügen.

(2) Dies darf als gegeben angesehen werden, wenn

- (i) die Geometrie und Baustoffeigenschaften der Verankerungen und der Kopplungen der entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung entsprechen und ein vorzeitiges Versagen ausgeschlossen ist,
- (ii) das Spannglied nicht an der Verbindung zur Verankerung oder zur Kopplung versagt,
- (iii) die Bruchdehnung der Verankerungen oder Kopplungen $\geq 2 \%$ ist,
- (iv) die Spanngliedverankerung nicht in auf andere Weise hochbeanspruchten Bereichen eingebaut wird,
- (v) die Ermüdungseigenschaften der Verankerungs- und Kopplungselemente den entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen entsprechen.

3.4.1.2.2 Ankerkörper und Verankerungsbereich

(1)P Die Festigkeit der Ankerkörper und die der Verankerungsbereiche müssen ausreichen, um die Kraft des Spannglieds auf den Beton zu übertragen. Dabei darf die Rissbildung im Verankerungsbereich die Verankerung nicht beeinträchtigen.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

3.4.2 Externe Spannglieder ohne Verbund

3.4.2.1 Allgemeines

(1)P Ein externes Spannglied ohne Verbund befindet sich außerhalb des eigentlichen Betonquerschnitts und ist nur über Verankerungen und Umlenkstellen mit dem Tragwerk verbunden.

(2)P Ein Spannverfahren mit nachträglichem Verbund für externe Spannglieder muss einer entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung genügen.

(3) Die bauliche Durchbildung der Bewehrung ist in der Regel entsprechend den Regeln in 8.10 auszuführen.

3.4.2.2 Verankerung

(1) Der Mindestradius der Krümmung des Spanngliedes im Verankerungsbereich für Spannglieder ohne Verbund ist in der Regel in den entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen angegeben.

4 DAUERHAFTIGKEIT UND BETONDECKUNG

4.1 Allgemeines

(1)P Die Anforderung nach einem angemessenen dauerhaften Tragwerk ist erfüllt, wenn dieses während der vorgesehenen Nutzungsdauer seine Funktion hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ohne wesentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften bei einem angemessenen Instandhaltungsaufwand erfüllt (für allgemeine Anforderungen, siehe auch EN 1990).

(2)P Der erforderliche Schutz des Tragwerks ist unter Berücksichtigung seiner geplanten Nutzung und Nutzungsdauer (siehe EN 1990), der Einwirkungen und durch Planung der Instandhaltung sicherzustellen.

(3)P Der mögliche Einfluss von direkten und indirekten Einwirkungen, von Umgebungsbedingungen (4.2) und von daraus folgenden Auswirkungen muss berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Beispiele hierfür sind Kriech- und Schwindverformungen (siehe 2.3.2).

(4) Der Schutz der Bewehrung vor Korrosion hängt von Dichtheit, Qualität und Dicke der Betondeckung (siehe 4.4) und der Rissbildung (siehe 7.3) ab. Die Dichtheit und die Qualität der Betondeckung wird durch Begrenzung des Wasserzementwertes und durch einen Mindestzementgehalt (siehe EN 206-1) erreicht. Diese Anforderungen können in Bezug zu einer Mindestbetondruckfestigkeitsklasse gebracht werden.

ANMERKUNG Anhang E enthält weitere Informationen.

(5) Beschichtete Einbauteile aus Metall, die zugänglich und austauschbar sind, dürfen auch bei Korrosionsgefahr verwendet werden. Anderenfalls ist in der Regel korrosionsbeständiges Material zu verwenden.

(6) Anforderungen, die über diesen Abschnitt hinausgehen, sind in der Regel gesondert zu berücksichtigen (z. B. für Tragwerke mit besonders kurzer oder besonders langer Nutzungsdauer, Tragwerke unter extremen oder unüblichen Einwirkungen usw.).

4.2 Umgebungsbedingungen

(1)P Die Umgebungsbedingungen sind durch chemische und physikalische Einflüsse gekennzeichnet, denen ein Tragwerk als Ganzes, einzelne Bauteile, der Spann- und Betonstahl und der Beton selbst ausgesetzt sind und die bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nicht direkt berücksichtigt werden.

(2) Umgebungsbedingungen werden nach der auf EN 206-1 basierenden Tabelle 4.1 eingeteilt.

(3) Zusätzlich zu den Bedingungen in Tabelle 4.1 sind in der Regel bestimmte aggressive oder indirekte Einwirkungen zu berücksichtigen. Zu ihnen gehören:

Chemischer Angriff, z. B. hervorgerufen durch

- die Nutzung des Gebäudes oder des Tragwerks (Lagerung von Flüssigkeiten, usw.),
- saure Lösungen oder Lösungen von Sulfatsalzen (EN 206-1, ISO 9690),
- im Beton enthaltene Chloride (EN 206-1),
- Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (EN 206-1, nationale Normen);

Physikalischer Angriff, z. B. hervorgerufen durch

- Temperaturschwankungen,
- Abrieb (siehe 4.4.1.2 (13)),
- Eindringen von Wasser (EN 206-1).

Tabelle 4.1 — Expositionsklassen in Übereinstimmung mit EN 206-1

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
1 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko		
X0	Für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall: alle Expositionsklassen, ausgenommen Frostangriff mit und ohne Taumittel, Abrieb oder chemischen Angriff Für Beton mit Bewehrung oder eingebettetem Metall: sehr trocken	Beton in Gebäuden mit sehr geringer Luftfeuchte
2 Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung		
XC1	Trocken oder ständig nass	Beton in Gebäuden mit geringer Luftfeuchte Beton, der ständig in Wasser getaucht ist
XC2	Nass, selten trocken	Langzeitig wasserbenetzte Oberflächen; vielfach bei Gründungen
XC3	Mäßige Feuchte	Beton in Gebäuden mit mäßiger oder hoher Luftfeuchte; vor Regen geschützter Beton im Freien
XC4	Wechselnd nass und trocken	wasserbenetzte Oberflächen, die nicht der Klasse XC2 zuzuordnen sind
3 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride, ausgenommen Meerwasser		
XD1	Mäßige Feuchte	Betonoberflächen, die chloridhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XD2	Nass, selten trocken	Schwimmbäder; Beton, der chloridhaltigen Industrieab-wässern ausgesetzt ist
XD3	Wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken, die chloridhaltigem Spritzwasser ausgesetzt sind; Fahrbahndecken; Parkdecks
4 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser		
XS1	Salzhaltige Luft, kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Bauwerke in Küstennähe oder an der Küste
XS2	Unter Wasser	Teile von Meeresbauwerken
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Teile von Meeresbauwerken

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Tabelle 4.1 (fortgesetzt)

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
5 Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel		
XF1	Mäßige Wassersättigung ohne Taumittel	senkrechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind
XF2	Mäßige Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	senkrechte Betonoberflächen von Straßenbauwerken, die taumittelhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XF3	Hohe Wassersättigung ohne Taumittel	waagerechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind
XF4	Hohe Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	Straßendecken und Brückenplatten, die Taumitteln ausgesetzt sind; senkrechte Betonoberflächen, die taumittelhaltigen Sprühnebeln und Frost ausgesetzt sind; Spritzwasserbereich von Meeresbauwerken, die Frost ausgesetzt sind
6. Betonangriff durch chemischen Angriff der Umgebung		
XA1	Chemisch schwach angreifende Umgebung nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser
XA2	Chemisch mäßig angreifende Umgebung und Meeresbauwerke nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser
XA3	Chemisch stark angreifende Umgebung nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser

ANMERKUNG Die Zusammensetzung des Betons wirkt sich sowohl auf den Schutz der Bewehrung als auch auf den Widerstand des Betons gegen Angriffe aus. Anhang E enthält indikative Mindestfestigkeitsklassen für bestimmte Umgebungsbedingungen. Das kann dazu führen, dass für einen Beton eine höhere Druckfestigkeitsklasse verwendet werden muss, als aus der Bemessung erforderlich ist. In solchen Fällen ist in der Regel der Wert f_{ctm} der höheren Druckfestigkeitsklasse für die Berechnung der Mindestbewehrung und der Begrenzung der Rissbreite (siehe 7.3.2 bis 7.3.4) zu übernehmen.

4.3 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit

(1)P Um die angestrebte Lebensdauer des Tragwerks zu erreichen, müssen angemessene Maßnahmen ergriffen werden, die jedes einzelne Bauteil vor den jeweiligen umgebungsbedingten Einwirkungen schützen.

(2)P Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit müssen berücksichtigt werden bei:

- dem Tragwerksentwurf,
- der Baustoffauswahl,
- den Konstruktionsdetails,
- der Bauausführung,
- der Qualitätskontrolle,
- der Instandhaltung,
- den Nachweisverfahren,
- besonderen Maßnahmen (z. B. Verwendung von nichtrostendem Stahl, Beschichtungen, kathodischem Korrosionsschutz).

4.4 Nachweisverfahren

4.4.1 Betondeckung

4.4.1.1 Allgemeines

(1)P Die Betondeckung ist der minimale Abstand zwischen einer Bewehrungsoberfläche zur nächstgelegenen Betonoberfläche (einschließlich vorhandener Bügel, Haken oder Oberflächenbewehrung).

(2)P Das Nennmaß der Betondeckung muss auf den Plänen eingetragen werden. Es ist definiert als die Summe aus der Mindestbetondeckung, $c_{\min}$ (siehe 4.4.1.2) und dem Vorhaltemaß Δc_{dev} (siehe 4.4.1.3):

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (4.1)$$

4.4.1.2 Mindestbetondeckung, $c_{\min}$

(1)P Die Mindestbetondeckung, $c_{\min}$, muss eingehalten werden, um:

- Verbundkräfte sicher zu übertragen (siehe auch Abschnitte 7 und 8),
- einbetonierten Stahl vor Korrosion zu schützen (Dauerhaftigkeit),
- den erforderlichen Feuerwiderstand sicherzustellen (siehe EN 1992-1-2).

(2)P Der Bemessung ist der größere Wert der Betondeckung $c_{\min}$, der sich aus den Verbund- bzw. Dauerhaftigkeitsanforderungen ergibt, zugrunde zu legen.

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min, b}; c_{\min, \text{dur}} + \Delta c_{\text{dur}, \gamma} - \Delta c_{\text{dur}, \text{st}} - \Delta c_{\text{dur}, \text{add}}; 10 \text{ mm} \} \quad (4.2)$$

Dabei ist

$c_{\min, b}$	die Mindestbetondeckung aus der Verbundanforderung, siehe 4.4.1.2 (3);
$c_{\min, \text{dur}}$	die Mindestbetondeckung aus der Dauerhaftigkeitsanforderung, siehe 4.4.1.2 (5);
$\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$	ein additives Sicherheitselement, siehe 4.4.1.2 (6);
$\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$	die Verringerung der Mindestbetondeckung bei Verwendung nichtrostenden Stahls, siehe 4.4.1.2 (7);
$\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$	die Verringerung der Mindestbetondeckung auf Grund zusätzlicher Schutzmaßnahmen, siehe 4.4.1.2 (8).

(3) Zur Sicherstellung des Verbundes und einer ausreichenden Verdichtung des Betons, ist in der Regel die Mindestbetondeckung nicht geringer als $c_{\min, b}$ aus Tabelle 4.2 zu wählen.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für $c_{\min, b}$ für runde und rechteckige Hüllrohre für Spannglieder im nachträglichen Verbund und für Spannglieder im sofortigen Verbund dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

Die empfohlenen Werte für Spannglieder im nachträglichen Verbund sind:

runde Hüllrohre: Hüllrohrdurchmesser

rechteckige Hüllrohre: der größere Wert aus der kleineren Abmessung und der Hälfte der größeren Abmessung des Hüllrohrs.

Eine Betondeckung von mehr als 80 mm ist weder für das runde noch das rechteckige Hüllrohr erforderlich.

Die empfohlenen Werte für Spannglieder im sofortigen Verbund sind:

1,5-facher Durchmesser der Litze bzw. des Drahtes,

2,5-facher Durchmesser des gerippten Drahtes.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Tabelle 4.2 — Mindestbetondeckung, $c_{\min,b}$, Anforderungen zur Sicherstellung des Verbundes

Verbundbedingung	
Art der Bewehrung	Mindestbetondeckung $c_{\min,b}$ ¹⁾
Betonstabstahl	Stabdurchmesser
Stabbündel	Vergleichsdurchmesser (ϕ_n)(siehe 8.9.1)
¹⁾ Ist der Nenndurchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung größer als 32 mm, ist in der Regel $c_{\min,b}$ um 5 mm zu erhöhen.	

(4) Die Mindestbetondeckung in den Verankerungsbereichen von Spanngliedern ist der entsprechenden Europäischen Technischen Zulassung zu entnehmen.

(5) Die Mindestbetondeckungen für Betonstahl und Spannglieder in Normalbeton für Expositionsklassen und Anforderungsklassen werden durch $c_{\min,dur}$ festgelegt.

ANMERKUNG Länderspezifische Anforderungsklassen und Werte für $c_{\min,dur}$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlene Anforderungsklasse (Nutzungsdauer von 50 Jahren) ist für die indikativen Betondruckfestigkeitsklassen aus Anhang E die Klasse S4. Die empfohlenen Modifikationen der Anforderungsklasse dürfen Tabelle 4.3N entnommen werden. Die empfohlene Mindestanforderungsklasse ist die Klasse S1.

Die empfohlenen Werte für $c_{\min,dur}$ dürfen Tabelle 4.4N (Betonstahl) und Tabelle 4.5N (Spannstahl) entnommen werden.

Tabelle 4.3N — Empfohlene Modifikation der Anforderungsklasse

Anforderungsklasse							
Kriterium	Expositionsklasse nach Tabelle 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3/XS2/XS3
Nutzungsdauer von 100 Jahren	erhöhe Klasse um 2	erhöhe Klasse um 2	erhöhe Klasse um 2	erhöhe Klasse um 2	erhöhe Klasse um 2	erhöhe Klasse um 2	erhöhe Klasse um 2
Druckfestigkeitsklasse ^{1) 2)}	≥ C30/37 vermindere Klasse um 1	≥ C30/37 vermindere Klasse um 1	≥ C35/45 vermindere Klasse um 1	≥ C40/50 vermindere Klasse um 1	≥ C40/50 vermindere Klasse um 1	≥ C40/50 vermindere Klasse um 1	≥ C45/55 vermindere Klasse um 1
Plattenförmiges Bauteil (Lage der Bewehrung wird durch die Bauarbeiten nicht beeinträchtigt)	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1
Besondere Qualitätskontrolle nachgewiesen	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1	vermindere Klasse um 1

ANMERKUNGEN zu Tabelle 4.3 N

1. Es wird davon ausgegangen, dass die Druckfestigkeitsklasse und der Wasserzementwert einander zugeordnet werden dürfen. Eine besondere Betonzusammensetzung (Zementtyp, Wasserzementwert, Füller) die darauf ausgerichtet ist, eine geringe Permeabilität zu erzeugen, darf berücksichtigt werden.
2. Die geforderten Druckfestigkeitsklassen dürfen um eine Klasse reduziert werden, wenn unter Zugabe eines Luftporenbildners mehr als 4 % Luftporen erzeugt werden.

Tabelle 4.4N — Mindestbetondeckung, $c_{\min, \text{dur}}$ – Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Betonstahl nach EN 10080

Dauerhaftigkeitsanforderung für $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Anforderungsklasse	Expositionsklasse nach Tabelle 4.1						
	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

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Tabelle 4.5N — Mindestbetondeckung, $c_{\min, \text{dur}}$ – Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Spannstahl

Dauerhaftigkeitsanforderung für $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Anforderungs- klasse	Expositions-kategorie nach Tabelle 4.1						
	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

(6) Die Mindestbetondeckung ist in der Regel um das additive Sicherheitselement $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$ zu erhöhen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0 mm.

(7) Bei der Verwendung von nichtrostendem Stahl oder aufgrund von besonderen Maßnahmen darf die Mindestbetondeckung um $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$ abgemindert werden. Die sich hieraus ergebenden Auswirkungen auf relevante Baustoffeigenschaften, z. B. den Verbund, sind dabei in der Regel zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ohne weitere Spezifikationen ist 0 mm.

(8) Die Mindestbetondeckung bei Beton mit zusätzlichem Schutz (z. B. Beschichtung) darf um $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$ abgemindert werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ohne weitere Spezifikationen ist 0 mm.

(9) Wird Ortbeton kraftschlüssig mit einem Fertigteil oder erhärtetem Ortbeton verbunden, dürfen die Werte an den der Fuge zugewandten Rändern auf den Mindestwert zur Sicherstellung des Verbundes (siehe Absatz (3)) abgemindert werden, vorausgesetzt, dass:

- die Betondruckfestigkeitsklasse mindestens C25/30 beträgt,
- die Betonoberfläche nicht länger als 28 Tage dem Außenklima ausgesetzt ist,
- die Fuge aufgeraut wurde.

(10) Die Mindestbetondeckung von Spanngliedern ohne Verbund regelt die entsprechende Europäische Technische Zulassung.

(11) Für unebene Oberflächen (z. B. herausstehendes Grobkorn) ist in der Regel die Mindestbetondeckung um mindestens 5 mm zu erhöhen.

(12) Werden Frost-Tau-Wechsel oder ein chemischer Angriff auf den Beton erwartet (Expositionsklassen XF und XA), ist dies in der Regel in der Betonzusammensetzung zu berücksichtigen (siehe EN 206-1, Abschnitt 6). Die Betondeckung nach 4.4 ist hierbei ausreichend.

(13) Bei Verschleißbeanspruchung des Betons sind in der Regel zusätzliche Anforderungen an die Gesteinskörnung nach EN 206-1 zu berücksichtigen. Alternativ darf die Verschleißbeanspruchung auch durch eine Vergrößerung der Betondeckung (Opferbeton) berücksichtigt werden. In diesem Fall ist in der Regel die Mindestbetondeckung $c_{\min}$ für die Expositionsklassen XM1 um k_1 , für XM2 um k_2 und für XM3 um k_3 zu erhöhen.

ANMERKUNG Expositionsklasse XM1 bedeutet mäßige Verschleißbeanspruchung wie beispielsweise für Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch luftbereifte Fahrzeuge. Expositionsklasse XM2 bedeutet starke Verschleißbeanspruchung wie beispielsweise für Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch luft- oder vollgummibereifte Gabelstapler. Expositionsklasse XM3 bedeutet sehr starke Verschleißbeanspruchung wie beispielsweise für Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch elastomerbereifte oder stahlrollenbereifte Gabelstapler oder Kettenfahrzeuge.

Die landesspezifischen Werte von k_1 , k_2 und k_3 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind 5 mm, 10 mm und 15 mm.

4.4.1.3 Vorhaltemaß

(1)P Zur Ermittlung des Nennmaßes der Betondeckung c_{nom} muss bei Bemessung und Konstruktion die Mindestbetondeckung zur Berücksichtigung von unplanmäßigen Abweichungen um das Vorhaltemaß Δc_{dev} (zulässige negative Abweichung in der Bauausführung) erhöht werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert Δc_{dev} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 10 mm.

(2) Für den Hochbau enthält ENV 13670 die zulässige Abweichung. Diese ist üblicherweise auch für andere Bauwerke ausreichend. Sie ist in der Regel bei der Wahl des Nennmaßes der Betondeckung für die Bemessung zu berücksichtigen. Das Nennmaß der Betondeckung ist in der Regel den Berechnungen zugrunde zu legen und auf den Bewehrungsplänen anzugeben, wenn kein anderer Wert (z. B. ein Mindestwert) vereinbart wurde.

(3) Unter bestimmten Umständen darf das Vorhaltemaß Δc_{dev} abgemindert werden.

ANMERKUNG Die landesspezifische Abminderung des Vorhaltemaßes Δc_{dev} unter solchen Umständen darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die Empfehlungen sind:

- wenn die Herstellung einer Qualitätskontrolle unterliegt, in der unter anderem die Betondeckung gemessen wird, darf das Vorhaltemaß Δc_{dev} abgemindert werden:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm} \quad (4.3N)$$

- wenn sichergestellt werden kann, dass besonders genaue Messgeräte zur Kontrolle benutzt werden und nicht konforme Bauteile abgelehnt werden (z. B. Fertigteile), darf das Vorhaltemaß Δc_{dev} abgemindert werden:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm} \quad (4.4N)$$

(4) Für ein bewehrtes Bauteil, bei dem der Beton gegen unebene Flächen geschüttet wird, $\langle \overline{AC} \rangle$ ist in der Regel das Nennmaß der Betondeckung grundsätzlich um $\langle \overline{AC} \rangle$ eine zulässige Abweichung zu vergrößern. Die Erhöhung sollte das Differenzmaß der Unebenheit, jedoch mindestens k_1 mm bei Herstellung auf vorbereiteten Baugrund (z. B. Sauberkeitsschicht) bzw. mindestens k_2 mm bei Herstellung unmittelbar auf den Baugrund betragen. Bei Oberflächen mit architektonischer Gestaltung, wie strukturierte Oberflächen oder grober Waschbeton, ist in der Regel die Betondeckung ebenfalls entsprechend zu erhöhen.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte k_1 und k_2 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind 40 mm und 75 mm.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

5 ERMITTLUNG DER SCHNITTGRÖSSEN

5.1 Allgemeines

5.1.1 Grundlagen

(1)P Zweck der statischen Berechnung ist die Bestimmung der Verteilung entweder der Schnittgrößen oder der Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen am Gesamttragwerk oder einem Teil davon. Sofern erforderlich, sind zusätzliche Untersuchungen der lokal auftretenden Beanspruchungen durchzuführen.

ANMERKUNG Üblicherweise wird eine statische Berechnung durchgeführt, um die Verteilung der Schnittgrößen zu bestimmen. Der vollständige Nachweis der Querschnittswiderstände basiert auf diesen Schnittgrößen. Werden bei bestimmten Bauteilen jedoch Berechnungsverfahren verwendet, die Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen anstelle von Schnittgrößen ergeben (z. B. Finite-Elemente-Methode), werden spezielle Nachweisverfahren benötigt.

(2) Zusätzliche lokale Untersuchungen können erforderlich sein, wenn keine lineare Dehnungsverteilung angenommen werden darf, z. B.:

- in der Nähe von Auflagern,
- in der Nähe von konzentrierten Einzellasten,
- bei Kreuzungspunkten von Trägern und Stützen,
- in Verankerungszonen,
- bei sprunghaften Querschnittsänderungen.

(3) Für den ebenen Spannungszustand darf ein vereinfachtes Verfahren zur Bestimmung der Bewehrung verwendet werden.

ANMERKUNG Anhang F enthält ein vereinfachtes Verfahren.

(4)P Bei der Schnittgrößenermittlung werden sowohl eine idealisierte Tragwerksgeometrie als auch ein idealisiertes Tragverhalten angenommen. Die Idealisierungen sind entsprechend der zu lösenden Aufgabe zu wählen.

AC gestrichener Text **AC**

AC (5)P **AC** Die Bemessung muss die Tragwerksgeometrie, die Tragwerkeigenschaften und das Tragwerksverhalten während aller Bauphasen berücksichtigen.

AC (6) **AC** Der Schnittgrößenermittlung werden gewöhnlich folgende Idealisierungen des Tragverhaltens zugrunde gelegt:

- linear-elastisches Verhalten (siehe 5.4),
- linear-elastisches Verhalten mit begrenzter Umlagerung (siehe 5.5),
- plastisches Verhalten (siehe 5.6) einschließlich von Stabwerkmodellen (siehe 5.6.4),
- nichtlineares Verhalten (siehe 5.7).

AC (7) **AC** Im Hochbau dürfen die Verformungen aus Querkraft oder aus Normalkräften bei stabförmigen Bauteilen und Platten vernachlässigt werden, wenn diese weniger als 10 % der Biegeverformung betragen.

5.1.2 Besondere Anforderungen an Gründungen

(1)P Hat die Boden-Bauwerk-Interaktion wesentlichen Einfluss auf die Schnittgrößen des Tragwerks, müssen die Bodeneigenschaften und die Wechselwirkung gemäß EN 1997-1 berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Weitere Informationen für Flachgründungen sind im Anhang G enthalten.

(2) Für die Bemessung von Flachgründungen dürfen entsprechend vereinfachte Modelle der Boden-Bauwerk-Interaktion verwendet werden.

ANMERKUNG Bei einfachen Flachgründungen und Pfahlkopfplatten dürfen die Auswirkungen der Boden-Bauwerk-Interaktion i. Allg. vernachlässigt werden.

(3) Für die Bemessung einzelner Pfähle sind in der Regel die Einwirkungen unter Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Pfählen, Pfahlkopfplatten und stützendem Boden zu ermitteln.

(4) Bei Pfahlgruppen ist in der Regel die Einwirkung auf jeden einzelnen Pfahl unter Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen den Pfählen zu bestimmen.

(5) Diese Wechselwirkung darf vernachlässigt werden, wenn der lichte Abstand zwischen den Pfählen mehr als das Doppelte des Pfahldurchmessers beträgt.

5.1.3 Lastfälle und Einwirkungskombinationen

(1)P Zur Ermittlung der maßgebenden Einwirkungskombination (siehe EN 1990, Kapitel 6) ist eine ausreichende Anzahl von Lastfällen zu untersuchen, um die kritischen Bemessungssituationen für alle Querschnitte im betrachteten Tragwerk oder Tragwerksteil festzustellen.

ANMERKUNG Wo landesspezifisch eine Vereinfachung der Anzahl der Lastfälle erforderlich ist, wird auf den Nationalen Anhang verwiesen. Die nachfolgenden vereinfachten Lastfälle werden für Hochbauten empfohlen:

- a) Es werden in jedem zweiten Feld die veränderlichen und ständigen Bemessungslasten ($\gamma_Q \cdot Q_k + \gamma_G \cdot G_k + P_m$) und in allen anderen Feldern nur die ständige Bemessungslast $\gamma_G \cdot G_k + P_m$ angesetzt und
- b) in zwei beliebigen, nebeneinander liegenden Feldern werden die veränderlichen und ständigen Bemessungslasten ($\gamma_Q \cdot Q_k + \gamma_G \cdot G_k + P_m$) und in allen anderen Feldern nur die ständige Bemessungslast, $\gamma_G \cdot G_k + P_m$ angesetzt.

5.1.4 Auswirkungen von Bauteilverformungen (Theorie II. Ordnung)

(1)P Die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung (siehe auch EN 1990, Kapitel 1) müssen berücksichtigt werden, wenn sie die Gesamtstabilität des Bauwerks erheblich beeinflussen oder zum Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit in kritischen Querschnitten beitragen.

(2) Die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung sind in der Regel gemäß 5.8 zu berücksichtigen.

(3) Für Hochbauten dürfen die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung unterhalb bestimmter Grenzen vernachlässigt werden (siehe 5.8.2 (6)).

5.2 Imperfektionen

(1)P Für die Ermittlung der Schnittgrößen von Bauteilen und Tragwerken sind die ungünstigen Auswirkungen möglicher Abweichungen in der Tragwerksgeometrie und in der Laststellung zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Abweichungen bei den Querschnittsabmessungen von sind i. Allg. in den Materialsicherheitsfaktoren berücksichtigt. Diese brauchen bei der Schnittgrößenermittlung nicht berücksichtigt zu werden. Eine minimale Lastausmitte bei der Bemessung von Querschnitten wird in 6.1 (4) vorgesehen.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(2)P Imperfektionen müssen bei ständigen und vorübergehenden sowie bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt werden.

(3) Imperfektionen brauchen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht berücksichtigt zu werden.

(4) Die folgenden Regeln gelten für Bauteile unter Normalkraft sowie für Tragwerke mit vertikaler Belastung (vorwiegend im Hochbau). Die numerischen Werte beziehen sich auf normale Abweichungen der Bauausführung (Klasse 1 in ENV 13670). Bei Verwendung anderer Abweichungen (z. B. Klasse 2) sind die Werte in der Regel entsprechend anzupassen.

(5) Imperfektionen dürfen als Schiefstellung θ_i wie folgt berücksichtigt werden:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

Dabei ist

θ_0 der Grundwert;

α_h der Abminderungsbeiwert für die Höhe: $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$; $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$;

α_m der Abminderungsbeiwert für die Anzahl der Bauteile: $\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)}$;

l die Länge oder Höhe [m], **[AC]** siehe (6) **[AC]**;

m die Anzahl der vertikalen Bauteile, die zur Gesamtauswirkung beitragen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert θ_0 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1/200.

(6) Die in Gleichung (5.1) enthaltenen Definitionen von l und m hängen von der untersuchten Auswirkung ab, für die drei Fälle unterschieden werden dürfen (siehe auch Bild 5.1):

— Auswirkung auf Einzelstütze: l = tatsächliche Länge der Stütze, $m = 1$.

— Auswirkung auf Aussteifungssystem: l = Gebäudehöhe, m = Anzahl der vertikalen Bauteile, die zur horizontalen Belastung des Aussteifungssystems beitragen.

— Auswirkung auf Decken- oder Dachscheiben, die horizontale Kräfte verteilen: l = Stockwerkshöhe, m = Anzahl der vertikalen Bauteile in den Stockwerken, die zur horizontalen Gesamtbelastung auf das Geschoss beitragen.

(7) Bei Einzelstützen (siehe 5.8.1) dürfen die Auswirkungen der Imperfektionen mit einer der zwei Alternativen a) oder b) berücksichtigt werden:

a) als Lastausmitte e_i mit

$$e_i = \theta_i \cdot l_0 / 2 \quad (5.2)$$

wobei l_0 die Knicklänge ist: siehe auch 5.8.3.2.

Bei Wänden und Einzelstützen in aussteiften Systemen darf vereinfacht immer $e_i = l_0 / 400$ verwendet werden (entspricht $\alpha_h = 1$).

b) als Horizontalkraft H_i in der Position, die das maximale Moment erzeugt:

für nichtausgesteifte Stützen (siehe Bild 5.1a1)

$$H_i = \theta_i \cdot N \quad (5.3a)$$

für ausgesteifte Stützen (siehe Bild 5.1a2)

$$H_i = 2 \cdot \theta_i \cdot N \quad (5.3b)$$

Dabei ist N die Normalkraft

ANMERKUNG Die Lastausmitte eignet sich für statisch bestimmte Bauteile, wohingegen die Horizontalkraft sowohl für statisch bestimmte als auch für unbestimmte Bauteile verwendet werden darf. Die Kraft H_i darf auch durch eine vergleichbare Quereinwirkung ersetzt werden.

(8) Bei Tragwerken darf die Auswirkung der Schiefstellung θ_i durch äquivalente Horizontalkräfte zusammen mit den anderen Einwirkungen bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden.

Auswirkung auf ein Aussteifungssystem (siehe Bild 5.1b):

$$H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a) \quad (5.4)$$

Auswirkung auf eine Deckenscheibe (siehe Bild 5.1c1):

$$H_i = \theta_i \cdot (N_b + N_a) / 2 \quad (5.5)$$

Auswirkung auf eine Dachscheibe (siehe Bild 5.1c2):

$$H_i = \theta_i \cdot N_a \quad (5.6)$$

Dabei sind N_a und N_b die Normalkräfte, die zu H_i beitragen.

(9) Als vereinfachte Alternative für Wände und Einzelstützen in ausgesteiften Systemen darf eine Lastausmitte $e_i = l_0 / 400$ verwendet werden, um die mit den üblichen Abweichungen in der Bauausführung verbundenen Imperfektionen zu berücksichtigen (siehe 5.2 (4)).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

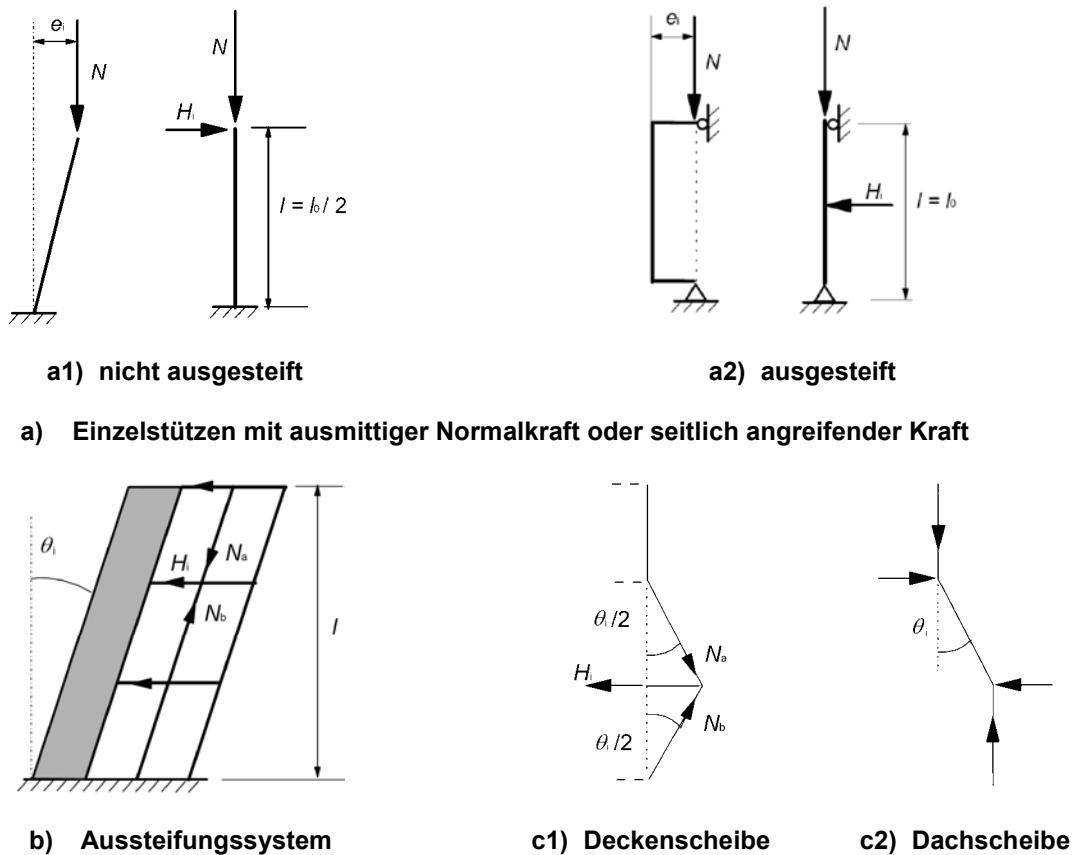


Bild 5.1 — Beispiele für die Auswirkung geometrischer Imperfektionen

5.3 Idealisierungen und Vereinfachungen

5.3.1 Tragwerksmodelle für statische Berechnungen

(1) Die Bestandteile eines Tragwerks werden nach ihrer Beschaffenheit und Funktion unterteilt in Balken, Stützen, Platten, Wände, Scheiben, Bögen, Schalen usw. Die folgenden Regeln gelten für die Schnittgrößenermittlung der gebräuchlichsten Bauteile und für aus diesen Bauteilen zusammengesetzte Tragwerke.

(2) Die folgenden Absätze (3) bis (7) gelten für den Hochbau.

(3) Ein Balken ist ein Bauteil, dessen Stützweite nicht kleiner als die 3-fache Gesamtquerschnittshöhe ist. Andernfalls ist es in der Regel ein wandartiger Träger.

(4) Als Platte gilt ein flächenartiges Bauteil, dessen kleinste Dimensionen in der Ebene mindestens seiner 5fachen Gesamtdicke entsprechen.

(5) Eine durch überwiegend gleichmäßig verteilte Lasten belastete Platte darf als einachsig gespannt angenommen werden, wenn sie entweder:

- zwei freie (ungelagerte), nahezu parallele Ränder besitzt oder
- wenn sie den mittleren Bereich einer rechteckigen, allseitig gestützten Platte bildet, die ein Seitenverhältnis der längeren zur kürzeren Stützweite von mehr als 2 aufweist.

(6) Rippen- oder Kassettendecken brauchen für die Ermittlung der Schnittgrößen nicht als diskrete Bauteile behandelt zu werden, wenn die Gurtplatte zusammen mit den Rippen eine ausreichende Torsionssteifigkeit aufweist. Dies darf vorausgesetzt werden, wenn:

- der Rippenabstand 1500 mm nicht übersteigt,
- die Rippenhöhe unter der Gurtplatte die 4fache Rippenbreite nicht übersteigt,
- die Dicke der Gurtplatte mindestens 1/10 des lichten Abstands zwischen den Rippen oder 50 mm beträgt, wobei der größere Wert maßgebend ist,
- Querrippen vorgesehen sind, deren lichter Abstand nicht größer als die 10fache Plattendicke ist.

Die Minstdicke der Gurtplatte von 50 mm darf auf 40 mm verringert werden, wenn massive Füllkörper zwischen den Rippen vorgesehen sind.

(7) Eine Stütze ist ein Bauteil, dessen Querschnittsbreite nicht mehr als das 4fache seiner Querschnittshöhe und dessen Gesamtlänge mindestens das 3fache seiner Querschnittshöhe beträgt. Im Falle anderer Querschnittsabmessungen ist es eine Wand.

5.3.2 Geometrische Angaben

5.3.2.1 Mitwirkende Plattenbreite (alle Grenzzustände)

(1)P Bei Plattenbalken hängt die mitwirkende Plattenbreite, für die eine konstante Spannung angenommen werden darf, von den Gurt- und Stegabmessungen, von der Art der Belastung, der Stützweite, den Auflagerbedingungen und der Querbewehrung ab.

(2) Die mitwirkende Plattenbreite ist in der Regel auf der Grundlage des Abstands l_0 zwischen den Momentennullpunkten zu ermitteln. Siehe hierfür Bild 5.2.

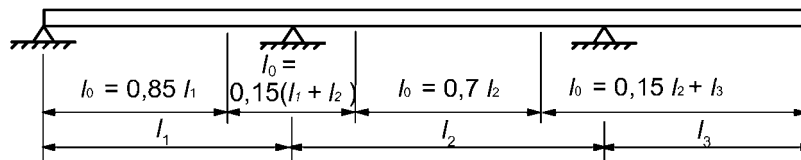


Bild 5.2 — Definition von l_0 , zur Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite

ANMERKUNG Die Länge des Kragarms l_3 sollte kleiner als die halbe Länge des benachbarten Feldes sein und das Verhältnis der benachbarten Felder sollte zwischen 2/3 und 1,5 liegen.

(3) Die mitwirkende Plattenbreite b_{eff} für einen Plattenbalken oder einen einseitigen Plattenbalken darf wie folgt ermittelt werden:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

Dabei ist

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \quad (5.7a)$$

und

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

(für die Bezeichnungen siehe Bilder 5.2 und 5.3).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(4) Ist für die Schnittgrößenermittlung keine besondere Genauigkeit erforderlich, darf eine konstante Gurtbreite über die gesamte Stützweite angenommen werden. Dabei darf in der Regel der Wert für den Feldquerschnitt verwendet werden.

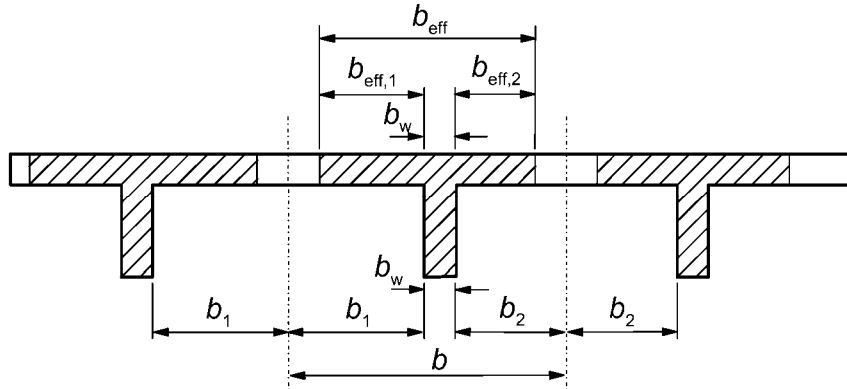


Bild 5.3 — Parameter der mitwirkenden Plattenbreite

5.3.2.2 Effektive Stützweite von Balken und Platten im Hochbau

ANMERKUNG Die folgenden Regeln sind vorwiegend für die Schnittgrößenermittlung von Einzelbauteilen bestimmt. Bei der Schnittgrößenermittlung für Rahmentragwerke dürfen diese Vereinfachungen verwendet werden, sofern sie zutreffen.

(1) Die effektive Stützweite l_{eff} eines Bauteils ist in der Regel wie folgt zu ermitteln:

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.8)$$

Dabei ist

l_n der lichte Abstand zwischen den Auflagerrändern.

Die Werte a_1 und a_2 für die beiden Enden des Feldes dürfen nach Bild 5.4 bestimmt werden. Wie dargestellt ist t die Auflagertiefe.

(2) Die Schnittgrößenermittlung bei durchlaufenden Platten und Balken darf unter der Annahme frei drehbarer Lagerung erfolgen.

(3) Bei einer monolithischen Verbindung zwischen Balken bzw. Platte und Auflager darf der Bemessungswert des Stützmoments am Auflagerrand ermittelt werden. Das auf das Auflager (z. B. Stütze, Wand usw.) übertragene Bemessungsmoment und die Auflagerreaktion sind im Allgemeinen jeweils mittels linear-elastischer Berechnung mit und ohne Umlagerung zu bestimmen, abhängig davon, welches Verfahren die größeren Werte liefert.

ANMERKUNG Das Moment am Auflagerrand sollte mindestens das 0,65fache des Volleinspannmoments betragen.

(4) Der Bemessungswert des Stützmoments durchlaufender Balken oder Platten, deren Auflager als frei drehbar angenommen werden dürfen (z. B. über Wänden), darf unabhängig vom angewendeten Rechenverfahren um einen Betrag ΔM_{Ed} reduziert werden. Hierbei sollte als effektive Stützweite der Abstand zwischen den Auflagermitten angenommen werden:

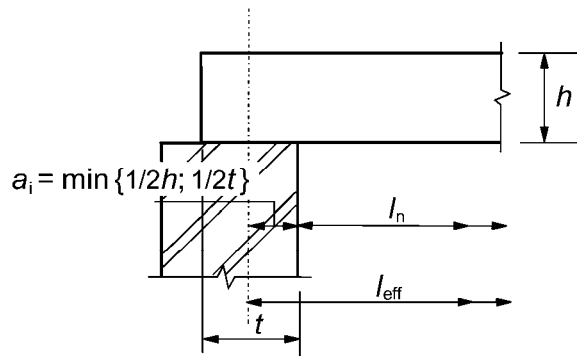
$$\Delta M_{\text{Ed}} = F_{\text{Ed,sup}} \cdot t / 8 \quad (5.9)$$

Dabei ist

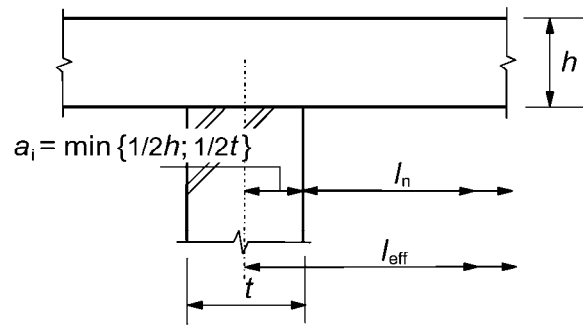
$F_{Ed,sup}$ der Bemessungswert der Auflagerreaktion;

t die Auflagertiefe (siehe Bild 5.4b)).

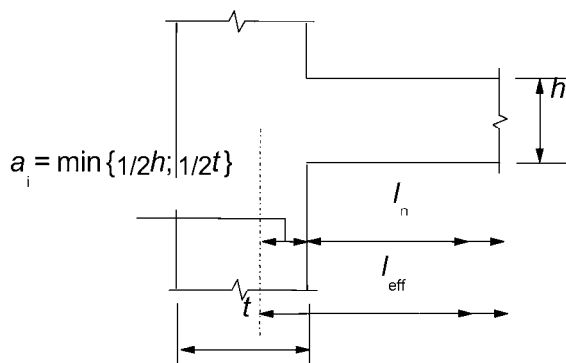
ANMERKUNG Werden Lager eingesetzt, ist in der Regel für t die Breite des Lagers anzusetzen.



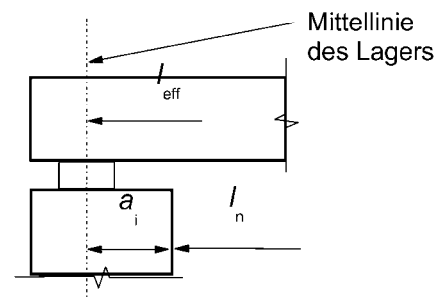
(a) nicht durchlaufende Bauteile



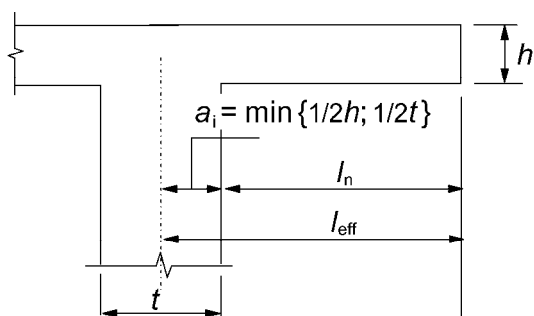
(b) durchlaufende Bauteile



(c) Auflager mit voller Einspannung



(d) Anordnung eines Lagers



(e) Kragarm

Bild 5.4 — Effektive Stützweite (l_{eff}) für verschiedene Auflagerbedingungen

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

5.4 Linear-elastische Berechnung

(1) Die Schnittgrößen von Bauteilen dürfen auf Grundlage der Elastizitätstheorie sowohl für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragfähigkeit bestimmt werden.

(2) Eine linear-elastische Schnittgrößenermittlung darf dabei unter folgenden Annahmen erfolgen:

- i) ungerissene Querschnitte,
- ii) lineare Spannungs-Dehnungs-Linien und
- iii) Mittelwert des Elastizitätsmoduls.

(3) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf bei Temperatureinwirkungen, Setzungen und Schwinden von einer verminderten Steifigkeit infolge gerissener Querschnitte ausgegangen werden. Dabei darf die Mitwirkung des Betons auf Zug vernachlässigt werden, während die Auswirkungen des Kriechens zu berücksichtigen sind. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist in der Regel eine sukzessive Rissbildung zu berücksichtigen.

5.5 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung

(1)P Die Auswirkungen einer Momentenumlagerung müssen bei der Bemessung durchgängig berücksichtigt werden.

(2) Die linear-elastische Schnittgrößenermittlung mit begrenzter Umlagerung darf für die Nachweise von Bauteilen im GZT verwendet werden.

(3) Die mit dem linear-elastischen Verfahren ermittelten Momente dürfen für die Nachweise im GZT umgelagert werden, wobei die resultierende Schnittgrößenverteilung mit den einwirkenden Lasten im Gleichgewicht stehen muss.

(4) Bei durchlaufenden Balken oder Platten, die:

- a) vorwiegend auf Biegung beansprucht sind und
- b) bei denen das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder mit annähernd gleicher Steifigkeit 0,5 bis 2,0 beträgt,

dürfen die Biegemomente ohne besonderen Nachweis der Rotationsfähigkeit umgelagert werden, vorausgesetzt dass:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \quad \text{für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10b)$$

$\delta \geq k_5$ bei Betonstahl der Klassen B und C (siehe Anhang C),
 $\delta \geq k_6$ bei Betonstahl der Klasse A (siehe Anhang C).

Dabei ist

- δ das Verhältnis des umgelagerten Moments zum Ausgangsmoment vor der Umlagerung;
- x_u die bezogene Druckzonenhöhe im GZT nach Umlagerung;
- d die statische Nutzhöhe des Querschnitts.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5 und k_6 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für k_1 ist 0,44, für $k_2 = 1,25$ ($0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}$), für $k_3 = 0,54$, für $k_4 = 1,25$ ($0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}$), für $k_5 = 0,7$ und $k_6 = 0,8$. ε_{cu2} ist die maximale Dehnung des Querschnitts gemäß Tabelle 3.1.

(5) Eine Umlagerung darf in der Regel nicht erfolgen, wenn die Rotationsfähigkeit nicht sichergestellt werden kann (z. B. in vorgespannten Rahmenecken).

(6) Für die Bemessung von Stützen in rahmenartigen Tragwerken sind in der Regel die elastischen Momente ohne Umlagerung zu verwenden.

5.6 Verfahren nach der Plastizitätstheorie

5.6.1 Allgemeines

(1)P Verfahren nach der Plastizitätstheorie dürfen nur für die Nachweise im GZT verwendet werden.

(2)P Die Duktilität der kritischen Querschnitte muss für die geplante Plastifizierung ausreichen.

(3)P Das Verfahren nach der Plastizitätstheorie darf entweder auf Grundlage der unteren Grenze (statisches Verfahren) oder der oberen Grenze (kinematisches Verfahren) angewendet werden.

ANMERKUNG Nichtwidersprechende, ergänzende Informationen dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

(4) Die Auswirkungen der vorausgegangenen Lastgeschichte dürfen im Allgemeinen vernachlässigt werden. Es darf eine stetige Zunahme der Einwirkungen angenommen werden.

5.6.2 Balken, Rahmen und Platten

(1)P Verfahren nach der Plastizitätstheorie ohne direkten Nachweis der Rotationsfähigkeit dürfen im GZT durchgeführt werden, wenn die Bedingung nach 5.6.1 (2)P erfüllt ist.

(2) Die erforderliche Duktilität darf als ausreichend angenommen werden, wenn alle folgenden Voraussetzungen erfüllt sind:

i) die Fläche der Zugbewehrung ist so begrenzt, dass in jedem Querschnitt
 $x_u / d \leq 0,25$ für Betonfestigkeitsklassen $\leq C50/60$,

$x_u / d \leq 0,15$ für Betonfestigkeitsklassen $\geq C55/67$;

ii) der verwendete Betonstahl entspricht entweder Klasse B oder C;

iii) das Verhältnis von Stütz- zu Feldmomenten liegt zwischen 0,5 und 2.

(3) Stützen sind in der Regel auf die maximalen plastischen Momente, die von benachbarten Bauteilen übertragen werden können, nachzuweisen. Bei Stützenknoten in Flachdecken ist dieses Moment in der Regel im Durchstanznachweis zu berücksichtigen.

(4) Bei Berechnungen von Platten nach der Plastizitätstheorie sind in der Regel gestaffelte Bewehrungen, Eckverankerungskräfte sowie die Torsion an freien Rändern zu berücksichtigen.

(5) Verfahren nach der Plastizitätstheorie dürfen auf Hohlplatten (Rippen-, Hohl- und Kassettendecken) angewendet werden, wenn deren Tragverhalten, insbesondere hinsichtlich der Torsion, dem von massiven Vollplatten entspricht.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

5.6.3 Vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation

(1) Das vereinfachte Verfahren für stabförmige Bauteile und einachsig gespannte Platten basiert auf dem Nachweis der Rotationsfähigkeit ausgezeichneter Stab- oder Plattenabschnitte mit einer Länge etwa der 1,2fachen Querschnittshöhe. Dabei wird vorausgesetzt, dass diese sich als erste unter der jeweils maßgebenden Einwirkungskombination plastisch verformen (Ausbildung plastischer Gelenke), so dass sie wie ein Querschnitt behandelt werden dürfen. Der Nachweis der plastischen Rotation im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt als erbracht, wenn nachgewiesen wird, dass unter der maßgebenden Einwirkungskombination die rechnerische Rotation θ_s die zulässige Rotation nicht überschreitet (siehe Bild 5.5).

(2) $\square_{AC}$ Für die Bereiche der plastischen Gelenke darf in der Regel das $\square_{AC}$ Verhältnis x_u / d die Werte 0,45 für Beton bis zur Festigkeitsklasse C50/60 und 0,35 für Beton ab der Festigkeitsklasse C55/67 nicht überschreiten.

(3) Die Rotation θ_s ist in der Regel auf Grundlage der Bemessungswerte der Einwirkungen $\square_{AC}$ und der Mittelwerte der Baustoffeigenschaften sowie $\square_{AC}$ der Vorspannung zum maßgeblichen Zeitpunkt zu ermitteln.

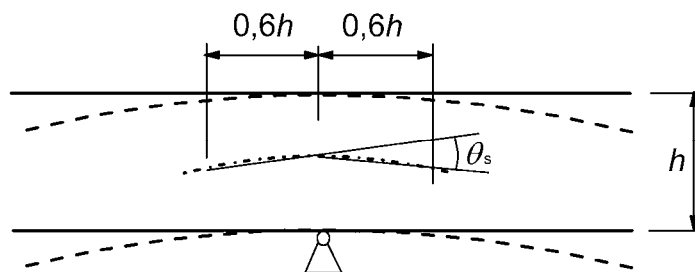


Bild 5.5 — Plastische Rotation θ_s für Stahlbetonquerschnitte durchlaufender, stabförmiger Bauteile einschließlich durchlaufender einachsig gespannter Platten.

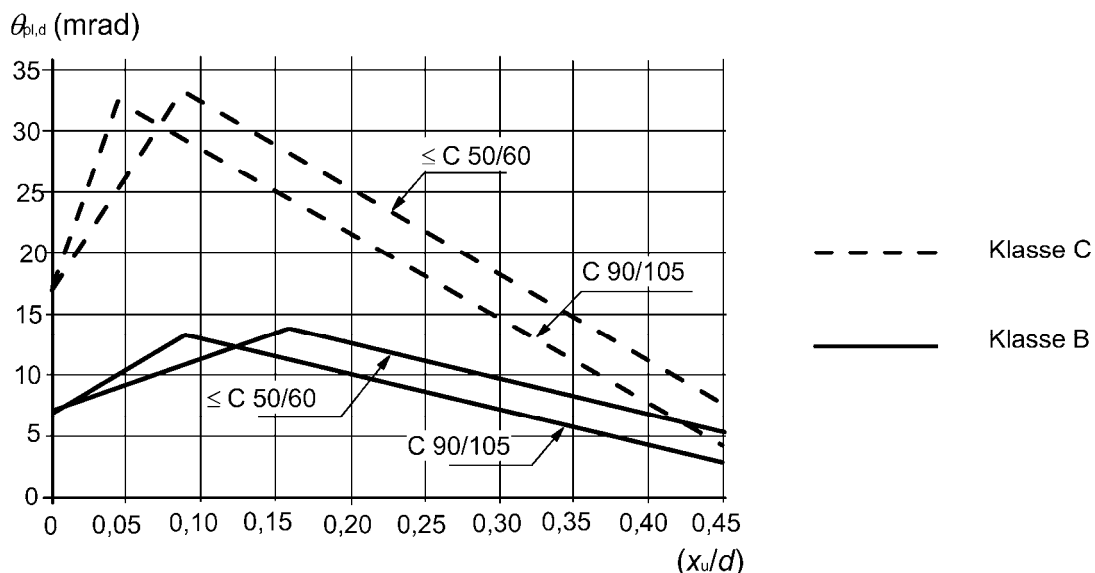


Bild 5.6 N — Grundwert der zulässigen plastischen Rotation, $\theta_{pl,d}$, von Stahlbetonquerschnitten für Bewehrungsklassen B und C. Die Werte gelten für eine Schubslankheit von $\lambda = 3,0$.

(4) Die zulässige plastische Rotation darf vereinfachend durch Multiplikation des Grundwerts der zulässigen Rotation $\theta_{pl,d}$ mit einem Korrekturfaktor k_λ zur Berücksichtigung der Schubslankheit ermittelt werden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte $\theta_{pl,d}$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte für die Betonstahlklassen B und C (die Verwendung der Klasse A wird für das Verfahren nach der Plastizitätstheorie nicht empfohlen) sowie für die Betonfestigkeitsklassen $\leq C50/60$ bzw. C90/105 sind in Bild 5.6N dargestellt.

Die Werte für die Betonfestigkeitsklassen C55/67 bis C90/105 dürfen entsprechend interpoliert werden. Die Werte gelten für eine Schubslankheit $\lambda = 3,0$. Für abweichende Werte der Schubslankheit ist in der Regel $\theta_{pl,d}$ mit k_λ zu multiplizieren:

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda/3} \quad (5.11N)$$

Dabei ist λ das Verhältnis aus dem Abstand zwischen Momentennullpunkt und Momentenmaximum nach Umlagerung und der statischen Nutzhöhe d .

Vereinfacht darf λ dabei aus den Bemessungswerten des Biegemoments und der zugehörigen Querkraft berechnet werden:

$$\lambda = M_{Sd} / (V_{Sd} \cdot d) \quad (5.12N)$$

5.6.4 Stabwerkmodelle

(1) Stabwerkmodelle dürfen bei der Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit von Kontinuitätsbereichen (ungestörte Bereiche von Balken und Platten im gerissenen Zustand, siehe 6.1 bis 6.4) und bei der Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der baulichen Durchbildung von Diskontinuitätsbereichen, siehe 6.5.1, angewendet werden. Üblicherweise sollten Stabwerkmodelle noch bis zu einer Länge h (Querschnittshöhe des Bauteils) über den Diskontinuitätsbereich ausgedehnt werden. Stabwerkmodelle dürfen ebenfalls bei Bauteilen verwendet werden, bei denen eine lineare Dehnungsverteilung innerhalb des Querschnitts angenommen werden darf (z. B. bei einem ebenen Dehnungszustand).

(2) Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit, wie z. B. die Nachweise der Stahlspannung und die Rissbreitenbegrenzung, dürfen ebenfalls mit Hilfe von Stabwerksmodellen ausgeführt werden, sofern eine näherungsweise Verträglichkeit der Stabwerksmodelle sichergestellt ist (insbesondere die Lage und Richtung der Hauptstreben sollten der Elastizitätstheorie entsprechen).

(3) Ein Stabwerkmodell besteht aus Betondruckstreben (diskretisierte Druckspannungsfelder), aus Zugstreben (Bewehrung) und den verbindenden Knoten. Die Kräfte in diesen Elementen des Stabwerkmodells sind in der Regel unter Einhaltung des Gleichgewichts für die Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu ermitteln. Die Elemente des Stabwerkmodells sind in der Regel nach den in 6.5 angegebenen Regeln zu bemessen.

(4) Die Zugstreben des Stabwerkmodells müssen in der Regel nach Lage und Richtung mit der zugehörigen Bewehrung übereinstimmen.

(5) Geeignete Stabwerkmodelle können durch Übernehmen von Spannungstrajektorien und -verteilungen nach der Elastizitätstheorie oder mit dem Lastpfadverfahren entwickelt werden. Alle Stabwerkmodelle dürfen mittels Energiekriterien optimiert werden.

5.7 Nichtlineare Verfahren

(1) Nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung dürfen sowohl für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragfähigkeit angewendet werden, wobei die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen zu erfüllen und die Nichtlinearität der Baustoffe angemessen zu berücksichtigen sind. Die Berechnung kann nach Theorie I. oder II. Ordnung erfolgen.

(2) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in der Regel die Aufnahmefähigkeit nichtelastischer Formänderungen in örtlich kritischen Bereichen zu überprüfen, soweit sie in der Berechnung berücksichtigt werden. Unsicherheiten sind hierbei in geeigneter Form Rechnung zu tragen.

DIN EN 1992-1-1:2011-01 EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(3) Für vorwiegend ruhend belastete Tragwerke dürfen die Auswirkungen der vorausgegangenen Lastgeschichte im Allgemeinen vernachlässigt und eine stetige Zunahme der Einwirkungen angenommen werden.

(4)P Für nichtlineare Verfahren müssen Baustoffeigenschaften verwendet werden, die zu einer realistischen Steifigkeit führen und die die Unsicherheiten beim Versagen berücksichtigen. Es dürfen nur Bemessungsverfahren verwendet werden, die in den maßgebenden Anwendungsbereichen gültig sind.

(5) Bei schlanken Tragwerken, bei denen die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung nicht vernachlässigt werden dürfen, darf das Bemessungsverfahren nach 5.8.6 angewendet werden.

5.8 Berechnung von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung

5.8.1 Begriffe

Zweiachsiges Biegung: gleichzeitige Biegung in zwei Hauptachsen.

Ausgesteifte Bauteile oder Systeme: Tragwerksteile oder Subsysteme, bei denen in Berechnung und Bemessung davon ausgegangen wird, dass sie *nicht* zur horizontalen Gesamtstabilität eines Tragwerkes beitragen.

Aussteifungsglieder oder Systeme: Tragwerksteile oder Subsysteme, bei denen sowohl in der Berechnung wie auch in der Bemessung davon ausgegangen wird, dass sie zur horizontalen Gesamtstabilität eines Tragwerkes beitragen.

Knicken: Stabilitätsversagen eines Bauteils oder Tragwerks unter reiner Normalkraft ohne Querbelastrung.

ANMERKUNG Dieses „reine Knicken“ ist bei realen Tragwerken kein maßgebender Grenzzustand wegen der gleichzeitig zu berücksichtigenden Imperfektionen und Querbelastrungen. Diese rechnerische Knicklast darf jedoch als Parameter bei einigen Verfahren nach Theorie II. Ordnung eingesetzt werden.

Knicklast: Die Last, bei der Knicken auftritt; bei elastischen Einzelbauteilen entspricht sie der idealen Eulerschen Verzweigungslast.

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

Auswirkungen nach Theorie I. Ordnung: Die Auswirkungen der Einwirkungen, die ohne Berücksichtigung der Verformung des Tragwerks berechnet werden, jedoch geometrische Imperfektionen beinhalten.

Einzelstützen: *einzel*n stehende Stützen oder Bauteile in einem Tragwerk, die in der Bemessung einzelnstehend idealisiert werden. Beispiele von Einzelstützen mit verschiedenen Lagerungsbedingungen sind in Bild 5.7 dargestellt.

Rechnerisches Moment nach Theorie II. Ordnung: Ein Moment nach Theorie II. Ordnung, das in bestimmten Bemessungsverfahren verwendet wird. Mit diesem lässt sich ein Gesamtmoment zur Bestimmung des erforderlichen Querschnittswiderstands für die GZT berechnen, siehe auch 5.8.5 (2).

Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung: zusätzliche Auswirkungen der Einwirkungen unter Berücksichtigung der Verformungen des Tragwerks.

5.8.2 Allgemeines

(1)P Dieser Abschnitt behandelt Bauteile und Tragwerke, bei denen das Tragverhalten durch die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung wesentlich beeinflusst wird (z. B. Stützen, Wände, Pfähle, Bögen und Schalen). Auswirkungen auf das Gesamtsystem nach Theorie II. Ordnung treten insbesondere bei Tragwerken mit einem nachgiebigen Aussteifungssystem auf.

(2)P Bei Berücksichtigung von Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung (siehe auch (6)) muss das Gleichgewicht und die Tragfähigkeit der verformten Bauteile nachgewiesen werden. Die Verformungen müssen unter Berücksichtigung der maßgebenden Auswirkungen von Rissen, nichtlinearer Baustoffeigenschaften und des Kriechens berechnet werden.

ANMERKUNG Werden bei der Berechnung lineare Baustoffeigenschaften angenommen, dürfen diese Auswirkungen durch verminderte Steifigkeitswerte berücksichtigt werden. Siehe 5.8.7.

(3)P Falls maßgebend, muss die Schnittgrößenermittlung den Einfluss der Steifigkeit benachbarter Bauteile und Fundamente beinhalten (Boden-Bauwerk-Interaktion).

(4)P Das Verhalten des Tragwerks muss in der Richtung, in der Verformungen auftreten können, berücksichtigt werden. Eine zweiachsige Lastausmitte ist erforderlichenfalls zu berücksichtigen.

(5)P Unsicherheiten der Geometrie und der Lage der axialen Lasten müssen als zusätzliche Auswirkungen nach Theorie I. Ordnung auf Grundlage geometrischer Imperfektionen berücksichtigt werden. Siehe 5.2.

(6) Die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung dürfen vernachlässigt werden, wenn sie weniger als 10 % der entsprechenden Auswirkungen nach Theorie I. Ordnung betragen. Vereinfachte Kriterien dürfen für Einzelstützen 5.8.3.1 und für Tragwerke 5.8.3.3 entnommen werden.

5.8.3 Vereinfachte Nachweise für Bauteile unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung

5.8.3.1 Grenzwert der Schlankheit für Einzeldruckglieder

(1) Alternativ zu 5.8.2 (6) dürfen die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden, wenn die Schlankheit λ (in 5.8.3.2 definiert) unterhalb eines Grenzwertes λ_{lim} liegt.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für λ_{lim} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert folgt aus:

$$\lambda_{\text{lim}} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.13N)$$

Dabei ist

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{\text{ef}})$ (falls φ_{ef} nicht bekannt ist, darf $A = 0,7$ verwendet werden);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (falls ω nicht bekannt ist, darf $B = 1,1$ verwendet werden);

$C = 1,7 - r_m$ (falls r_m nicht bekannt ist, darf $C = 0,7$ verwendet werden);

φ_{ef} effektive Kriechzahl; siehe 5.8.4;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; mechanischer Bewehrungsgrad;

A_s die Gesamtfläche der Längsbewehrung;

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; bezogene Normalkraft;

$r_m = M_{01} / M_{02}$; Momentverhältnis.

M_{01}, M_{02} sind die Endmomente nach Theorie I. Ordnung, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

Erzeugen die Endmomente M_{01} und M_{02} Zug auf derselben Seite, ist in der Regel γ_m positiv anzunehmen (d. h. $C \leq 1,7$), andernfalls als negativ (d. h. $C > 1,7$).

In folgenden Fällen wird in der Regel γ_m mit 1,0 angenommen (d. h. $C = 0,7$):

- bei ausgesteiften Bauteilen bei denen Momente nach Theorie I. Ordnung ausschließlich oder überwiegend infolge von Imperfektionen oder Querlasten entstehen,
- allgemein bei nicht ausgesteiften Bauteilen.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(2) Für Druckglieder mit zweiachsiger Lastausmitte darf das Schlankheitskriterium für jede Richtung einzeln geprüft werden. Demnach dürfen die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung

(a) in beiden Richtungen vernachlässigt werden

bzw. sind

(b) in einer Richtung oder

(c) in beiden Richtungen

zu berücksichtigen.

5.8.3.2 Schlankheit und Knicklänge von Einzeldruckgliedern

(1) Die Schlankheit ist wie folgt definiert:

$$\lambda = l_0 / i \quad (5.14)$$

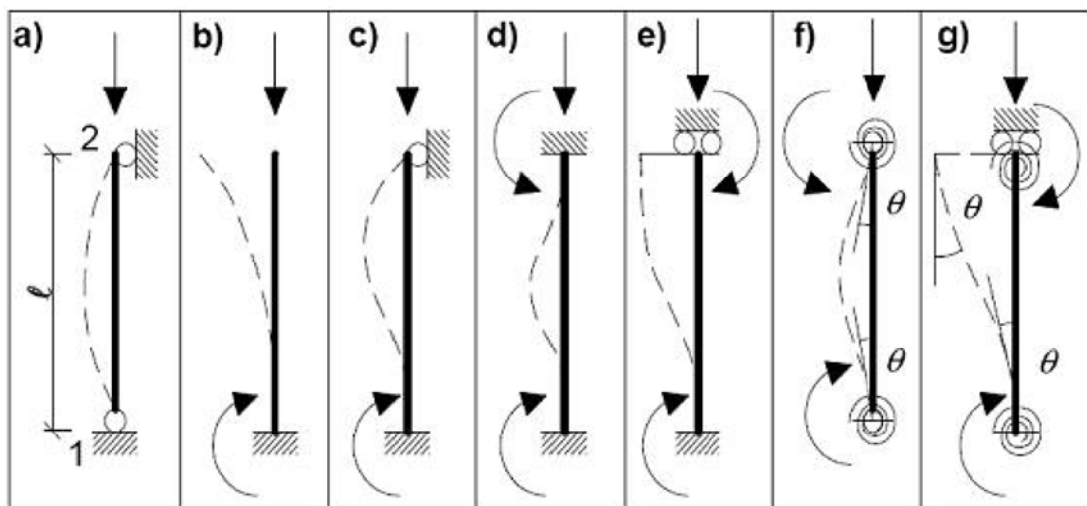
Dabei ist

l_0 die Knicklänge, siehe auch 5.8.3.2 (2) bis (7);

i der Trägheitsradius des ungerissenen Betonquerschnitts.

(2) Eine allgemeine Definition der Knicklänge enthält 5.8.1. Beispiele von Knicklängen bei Einzelstützen mit konstanten Querschnitten sind in Bild 5.7 dargestellt.

AC



a) $l_0 = l$ b) $l_0 = 2l$ c) $l_0 = 0,7l$ d) $l_0 = l/2$ e) $l_0 = l$ f) $l/2 < l_0 < l$ g) $l_0 > 2l$

Bild 5.7 — Beispiele verschiedener Knickfiguren und der entsprechenden Knicklängen von Einzelstützen AC

(3) Bei Druckgliedern in üblichen Rahmen darf in der Regel das Schlankheitskriterium (siehe 5.8.3.1) mit folgender Knicklänge l_0 nachgewiesen werden:

Ausgesteifte Bauteile (siehe Bild 5.7f)):

$$l_0 = 0,5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (5.15)$$

Nicht ausgesteifte Bauteile (siehe Bild 5.7 (g)):

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}} ; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (5.16)$$

Dabei ist

k_1, k_2 die jeweils bezogenen Einspanngrade an den Enden 1 und 2;

$k = (\theta / M) \cdot (EI / l)$;

θ die Verdrehung eingespannter Bauteile bei einem Biegemoment M , siehe auch Bild 5.7f) und g);

EI die Biegesteifigkeit des Druckglieds, siehe auch 5.8.3.2 (4) und (5);

l die lichte Höhe des Druckgliedes zwischen den Endeinspannungen.

ANMERKUNG $k = 0$ ist die theoretische Grenze für eine feste Einspannung, und $k = \infty$ stellt den Grenzwert bei gelenkiger Lagerung dar. Da eine volle Einspannung in der Praxis praktisch nicht vorkommt, wird ein Mindestwert von 0,1 für k_1 und k_2 empfohlen.

(4) Wenn ein benachbartes Druckglied (Stütze) zur Knotenverdrehung beim Knicken beitragen kann, ist in der Regel (EI / l) in der Definition von k mit $[(EI / l)_a + (EI / l)_b]$ zu ersetzen, wobei a und b die Druckglieder (Stützen) über und unter dem Knoten kennzeichnen.

(5) Bei der Festlegung von Knicklängen sind in der Regel die Auswirkungen einer Rissbildung auf die Steifigkeit einspannender Bauteile zu berücksichtigen, wenn nicht nachgewiesen werden kann, dass sie im Grenzzustand der Tragfähigkeit ungerissen sind.

(6) In anderen als den in (2) und (3) genannten Fällen, z. B. bei Bauteilen mit veränderlichen Normalkraftbeanspruchungen bzw. Querschnitten, ist in der Regel das Schlankheitskriterium nach 5.8.3.1 mit einer Knicklänge auf Grundlage der Knicklast zu überprüfen (berechnet z. B. mit einer numerischen Methode):

$$l_0 = \pi \sqrt{EI / N_B} \quad (5.17)$$

Dabei ist

EI eine repräsentative Biegesteifigkeit;

N_B die zu EI gehörige Knicklast, (in Gleichung (5.14) ist i ebenfalls auf dieses EI zu beziehen.)

(7) Die einspannende Wirkung von Querwänden darf bei der Berechnung der Knicklänge von Wänden mit dem Faktor β gemäß 12.6.5.1 berücksichtigt werden. In Gleichung (12.9) und Tabelle 12.1 wird l_w dann durch l_0 nach 5.8.3.2 ersetzt.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

5.8.3.3 Nachweise am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung im Hochbau

(1) Alternativ zu 5.8.2 (6) dürfen Nachweise am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung im Hochbau vernachlässigt werden, falls

$$F_{V,Ed} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.18)$$

Dabei ist

- $F_{V,Ed}$ die gesamte vertikale Last (auf ausgesteifte und aussteifende Bauteile);
- n_s die Anzahl der Geschosse;
- L die Gesamthöhe des Gebäudes oberhalb der Einspannung;
- E_{cd} der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls von Beton, siehe 5.8.6 (3);
- I_c das Trägheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnitts der aussteifenden Bauteile.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für K_1 darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,31.

Gleichung (5.18) gilt nur unter Einhaltung aller folgenden Bedingungen:

- ein ausreichender Torsionswiderstand ist vorhanden, d. h. das Tragwerk ist annähernd symmetrisch,
- die Schubkraftverformungen am Gesamttragwerk sind vernachlässigbar (wie in Aussteifungssystemen überwiegend aus Wandscheiben ohne große Öffnungen),
- die Aussteifungsbauteile sind starr gegründet, d. h. Verdrehungen sind vernachlässigbar,
- die Steifigkeit der Aussteifungsbauteile ist entlang der Höhe annähernd konstant,
- die gesamte vertikale Last nimmt pro Stockwerk annähernd gleichmäßig zu.

(2) In Gleichung (5.18) darf K_1 durch K_2 ersetzt werden, wenn nachgewiesen werden kann, dass die Aussteifungsbauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht gerissen sind.

ANMERKUNG 1 Der landesspezifische Wert für K_2 darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,62.

ANMERKUNG 2 Anhang H enthält weitere Informationen für Fälle, in denen am Gesamtaussteifungssystem signifikante Schubverformungen und/oder Rotationen an den Enden auftreten. Dieser Anhang enthält auch die Hintergründe für obige Regeln.

5.8.4 Kriechen

(1) P Kriechauswirkungen müssen bei Verfahren nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden. Dabei sind die Grundlagen des Kriechens (siehe 3.1.4) sowie die unterschiedlichen Belastungsdauern in den Einwirkungskombinationen zu beachten.

(2) Die Dauer der Belastungen darf vereinfacht mittels einer effektiven Kriechzahl φ_{ef} berücksichtigt werden. Zusammen mit der Bemessungslast ergibt diese eine Kriechverformung (Krümmung), die der quasi-ständigen Beanspruchung entspricht:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (5.19)$$

Dabei ist

$\varphi(\infty, t_0)$ die Endkriechzahl nach 3.1.4;

M_{0Eqp} das Biegemoment nach Theorie I. Ordnung unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination (GZG);

M_{0Ed} das Biegemoment nach Theorie I. Ordnung unter der Bemessungs-Einwirkungskombination (GZT).

ANMERKUNG Es besteht auch die Möglichkeit, φ_{ef} auf Grundlage der Gesamtbiegemomente M_{Eqp} und M_{Ed} zu ermitteln. Dies bedarf allerdings der Iteration und dem Nachweis der Stabilität unter quasi-ständiger Belastung mit $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0)$.

(3) Wenn M_{0Eqp} / M_{0Ed} in einem Bauteil oder Tragwerk variiert, darf das Verhältnis für den Querschnitt mit dem maximalen Moment berechnet oder ein repräsentativer Mittelwert verwendet werden.

(4) Die Kriechauswirkungen dürfen vernachlässigt werden ($\varphi_{ef} = 0$), wenn die folgenden drei Bedingungen eingehalten werden:

— $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$,

— $\lambda \leq 75$,

— $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$.

Dabei ist M_{0Ed} das Moment nach Theorie I. Ordnung und h ist die Querschnittshöhe in der entsprechenden Richtung.

ANMERKUNG Wenn die Bedingungen zum Vernachlässigen der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung gemäß 5.8.2 (6) oder 5.8.3.3 nur knapp eingehalten werden, kann es unsicher sein, die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung und des Kriechens zu vernachlässigen, außer der mechanische Bewehrungsgrad (ω siehe 5.8.3.1 (1)) beträgt mindestens 0,25.

5.8.5 Berechnungsverfahren

(1) Die Berechnungsverfahren umfassen ein allgemeines Verfahren auf Grundlage einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung (siehe 5.8.6) sowie die beiden folgenden Näherungsverfahren:

(a) Verfahren auf Grundlage einer Nennsteifigkeit, siehe 5.8.7,

(b) Verfahren auf Grundlage einer Nennkrümmung, siehe 5.8.8.

ANMERKUNG 1 Die Wahl eines Näherungsverfahrens (a) und (b) zur Anwendung in einem Land darf dem entsprechenden Nationalen Anhang entnommen werden.

ANMERKUNG 2 Die mittels der Näherungsverfahren (a) und (b) ermittelten rechnerischen Momente nach Theorie II. Ordnung sind manchmal größer als infolge Instabilität. Damit soll sichergestellt werden, dass das Gesamtmoment mit dem Querschnittswiderstand kompatibel ist.

(2) Das Verfahren (a) nach 5.8.7 darf sowohl für Einzelstützen als auch für Gesamttragwerke verwendet werden, wenn die Nennsteifigkeiten sachgemäß abgeschätzt werden.

(3) Das Verfahren (b) nach 5.8.8 eignet sich vorwiegend für Einzelstützen. Bei realistischen Annahmen hinsichtlich der Krümmungsverteilung darf dieses Verfahren jedoch auch für Tragwerke angewendet werden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01

EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

5.8.6 Allgemeines Verfahren

(1)P Das allgemeine Verfahren basiert auf einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung, die die geometrische Nichtlinearität nach Theorie II. Ordnung beinhaltet. Es gelten die allgemeinen Regeln für nichtlineare Verfahren nach 5.7.

(2)P Für die Schnittgrößenermittlung müssen geeignete Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton und Stahl verwendet werden. Kriechauswirkungen sind zu berücksichtigen.

(3) **[AC]** Die in 3.1.5, Gleichung (3.14) und 3.2.7 (Bild 3.8) **[AC]** dargestellten Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton und Stahl dürfen verwendet werden. Mit auf Grundlage von Bemessungswerten ermittelten Spannungs-Dehnungs-Diagrammen darf der Bemessungswert der Tragfähigkeit direkt ermittelt werden. In Gleichung (3.14) und im k -Wert werden dabei f_{cm} durch den Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} und E_{cm} durch

$$\text{[AC]} E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} \text{ [AC]} \quad (5.20)$$

ersetzt.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert γ_{CE} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,2.

(4) Fehlen genauere Berechnungsmodelle, darf das Kriechen berücksichtigt werden, indem alle Dehnungswerte des Betons in der Spannungs-Dehnungs-Linie gemäß 5.8.6 (3) mit einem Faktor $(1 + \varphi_{ef})$ multipliziert werden. Dabei ist φ_{ef} die effektive Kriechzahl gemäß 5.8.4.

(5) Die günstigen Auswirkungen der Mitwirkung des Betons auf Zug dürfen berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Diese Auswirkung ist günstig und darf zur Vereinfachung immer vernachlässigt werden.

(6) Üblicherweise werden die Gleichgewichtsbedingungen und die Dehnungsverträglichkeit von mehreren Querschnitten erfüllt. Werden vereinfachend nur die kritischen Querschnitte untersucht, darf ein realistischer Verlauf der dazwischen liegenden Krümmungen angenommen werden (d. h. ähnlich dem Momentenverlauf nach Theorie I. Ordnung oder entsprechend einer anderen zweckmäßigen Vereinfachung).

5.8.7 Verfahren mit Nennsteifigkeiten

5.8.7.1 Allgemeines

(1) Bei Verfahren nach Theorie II. Ordnung auf der Grundlage von Steifigkeiten sind in der Regel Nennwerte der Biegesteifigkeit zu verwenden, die unter Berücksichtigung der Effekte aus Rissbildung, aus nichtlinearen Baustoffeigenschaften und aus dem Einfluss von Kriechen auf das Gesamtverhalten ermittelt werden. Dies gilt auch für angrenzende in der Berechnung berücksichtigte Bauteile, z. B. Balken, Platten oder Fundamente. Falls erforderlich, sollte die Boden-Bauwerk-Interaktion ebenfalls berücksichtigt werden.

(2) Das auf dieser Grundlage ermittelte Bemessungsmoment wird zur Bemessung von Querschnitten unter Biegung mit Normalkraft gemäß 6.1 **[AC]** unter Berücksichtigung von 5.8.5 (1) **[AC]** verwendet.

5.8.7.2 Nennsteifigkeit

(1) Der folgende Ansatz darf zur Ermittlung der Nennsteifigkeit schlanker Druckglieder mit beliebigen Querschnitten verwendet werden.

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (5.21)$$

Dabei ist

E_{cd} der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls von Beton nach 5.8.6 (3);

I_c das Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts;

E_s der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls der Bewehrung, siehe 5.8.6 (3);

I_s das Flächenträgheitsmoment der Bewehrung bezogen auf den Schwerpunkt des Betonquerschnitts;

K_c ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen von Rissbildung, Kriechen, usw. siehe 5.8.7.2 (2) oder (3);

K_s ein Beiwert zur Berücksichtigung der Mitwirkung der Bewehrung, siehe 5.8.7.2 (2) oder (3).

(2) Die folgenden Faktoren dürfen in Gleichung (5.21) verwendet werden, wenn $\rho \geq 0,002$ ist:

$$\begin{aligned} K_s &= 1 \\ K_c &= k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \end{aligned} \quad (5.22)$$

Dabei ist

ρ der geometrische Bewehrungsgrad, A_s / A_c ;

A_s die Gesamtquerschnittsfläche der Bewehrung;

A_c die Betonquerschnittsfläche;

φ_{ef} die effektive Kriechzahl, siehe 5.8.4;

k_1 ein Beiwert für die Betonfestigkeitsklasse, siehe Gleichung (5.23);

k_2 ein Beiwert für die Normalkräfte und die Schlankheit, siehe Gleichung (5.24).

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (5.24)$$

Dabei ist

n die bezogene Normalkraft $N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$;

λ die Schlankheit, siehe 5.8.3.

Wenn die Schlankheit λ nicht definiert ist, darf für k_2 angenommen werden:

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (5.25)$$

(3) Wenn $\rho \geq 0,01$ ist, dürfen die folgenden Faktoren als vereinfachte Alternative in Gleichung (5.21) verwendet werden:

$$\begin{aligned} K_s &= 0 \\ K_c &= 0,3 / (1 + 0,5\varphi_{ef}) \end{aligned} \quad (5.26)$$

ANMERKUNG Die vereinfachte Alternative darf als erster Schritt verwendet werden, dem eine genauere Berechnung nach (2) folgt.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(4) Bei statisch unbestimmten Tragwerken sind in der Regel ungünstige Auswirkungen der Rissbildung in benachbarten Bauteilen zu berücksichtigen. Die Gleichungen (5.21) bis (5.26) gelten nicht generell für solche Bauteile. Teilweise Rissbildung und die Mitwirkung des Betons auf Zug dürfen berücksichtigt werden, beispielsweise gemäß 7.4.3. Vereinfachend darf allerdings von vollständig gerissenen Querschnitten ausgegangen werden. Die Steifigkeit ist in der Regel mit einem effektiven Elastizitätsmodul des Betons zu ermitteln:

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.27)$$

Dabei ist

E_{cd} der Bemessungswert gemäß 5.8.6 (3);

φ_{ef} die effektive Kriechzahl; es darf derselbe Wert wie für Stützen verwendet werden.

5.8.7.3 Beiwert zur Momenten-Vergrößerung

(1) Das Gesamtbemessungsmoment, einschließlich des Moments nach Theorie II. Ordnung, darf durch eine Vergrößerung der Biegemomente nach Theorie I. Ordnung wie folgt ermittelt werden:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right] \quad (5.28)$$

Dabei ist

M_{0Ed} das Moment nach Theorie I. Ordnung, siehe auch 5.8.8.2 (2);

β ein Beiwert, der von den Momentenverläufen nach Theorie I. und II. Ordnung abhängt, siehe 5.8.7.3 (2) bis (3);

N_{Ed} der Bemessungswert der Normalkraft;

N_B die Knicklast auf Basis der Nennsteifigkeit.

(2) Bei Einzelstützen mit konstanten Querschnitten und Normalkraft darf das Moment nach Theorie II. Ordnung üblicherweise mit einem sinusförmigen Verlauf angenommen werden. Daraus folgt:

$$\beta = \pi^2 / c_0 \quad (5.29)$$

Dabei ist

c_0 der Beiwert, der vom Momentenverlauf nach Theorie I. Ordnung abhängt (beispielsweise $c_0 = 8$ bei einem konstanten, $c_0 = 9,6$ bei einem parabelförmigen und 12 bei einem symmetrischen dreieckigen Verlauf usw.).

(3) Bei Bauteilen ohne Querbelastrung dürfen unterschiedliche Endmomente M_{01} und M_{02} nach Theorie I. Ordnung mit einem äquivalenten konstanten Moment nach Theorie I. Ordnung M_{0e} gemäß 5.8.8.2 (2) ersetzt werden. Unter Annahme eines konstanten Momentenverlaufs nach Theorie I. Ordnung sollte $c_0 = 8$ verwendet werden.

ANMERKUNG Der Wert $c_0 = 8$ gilt auch für Bauteile mit doppelter Krümmung. Es sollte beachtet werden, dass in einigen Fällen, je nach Schlankheit und Normalkraft, die Endmomente größer sein können als das vergrößerte Ersatzmoment.

(4) Sind die Absätze 5.8.7.3 (2) oder (3) nicht zutreffend, darf üblicherweise $\beta = 1$ als sinnvolle Vereinfachung angesetzt werden. Die Gleichung (5.28) darf dann wie folgt zusammengefasst werden:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed} / N_B)} \quad (5.30)$$

ANMERKUNG 5.8.7.3 (4) gilt auch bei der Schnittgrößenermittlung am Gesamttragwerk bestimmter Tragwerkstypen, beispielsweise bei Tragwerken, die mit Wandscheiben ausgesteift sind, bei denen die Hauptauswirkungen der Einwirkungen Biegemomente in den Aussteifungsgliedern sind. Abschnitt H.2 in Anhang H enthält einen weiter gefassten Ansatz für andere Tragwerkstypen.

5.8.8 Verfahren mit Nennkrümmung

5.8.8.1 Allgemeines

(1) Dieses Näherungsverfahren eignet sich vor allem für Einzelstützen mit konstanter Normalkraftbeanspruchung und einer definierten Knicklänge l_0 (siehe 5.8.3.2). Mit dem Verfahren wird ein Nennmoment mit einer Verformung nach Theorie II. Ordnung berechnet, die auf der Grundlage der Knicklänge und einer geschätzten Maximalkrümmung ermittelt wird $\overline{\Delta C}$ (siehe auch 5.8.5 (3)) $\overline{\Delta C}$.

(2) Das auf dieser Grundlage ermittelte Bemessungsmoment wird für die Bemessung von Querschnitten unter Biegung mit Normalkraft gemäß 6.1 verwendet.

5.8.8.2 Biegemomente

(1) Das Bemessungsmoment ist:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.31)$$

Dabei ist

M_{0Ed} das Moment nach Theorie I. Ordnung, einschließlich der Auswirkungen von Imperfektionen, siehe auch 5.8.8.2 (2);

M_2 das Nennmoment nach Theorie II. Ordnung, siehe 5.8.8.2 (3).

Der Maximalwert für M_{Ed} wird durch den Verlauf von M_{0Ed} und M_2 bestimmt. Der Momentenverlauf von M_2 darf dabei als sinus- oder parabelförmig über die Knicklänge angenommen werden.

ANMERKUNG Bei statisch unbestimmten Bauteilen wird M_{0Ed} für die tatsächlichen Randbedingungen festgelegt, wobei M_2 von den Randbedingungen für die Knicklänge abhängt; vergleiche auch 5.8.8.1 (1).

(2) $\overline{\Delta C}$ Für Bauteile ohne Querlasten zwischen den Stabenden dürfen unterschiedliche Endmomente M_{01} und M_{02} $\overline{\Delta C}$ nach Theorie I. Ordnung durch ein äquivalentes Moment nach Theorie I. Ordnung M_{0e} ersetzt werden.

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02} \quad (5.32)$$

M_{01} und M_{02} haben dasselbe Vorzeichen, wenn sie auf derselben Seite Zug erzeugen, andernfalls haben sie gegensätzliche Vorzeichen. Darüber hinaus gilt $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

(3) Das Nennmoment nach Theorie II. Ordnung M_2 in Gleichung (5.31) lautet

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (5.33)$$

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der Normalkraft;

e_2 die Verformung = $(1/r) l_0^2/c$;

$1/r$ die Krümmung, siehe 5.8.8.3;

l_0 die Knicklänge, siehe 5.8.3.2;

c ein Beiwert, der vom Krümmungsverlauf abhängt, siehe 5.8.8.2 (4).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(4) Bei konstantem Querschnitt wird üblicherweise $c = 10$ ($\approx \pi^2$) verwendet. Wenn das Moment nach Theorie I. Ordnung konstant ist, ist in der Regel ein niedrigerer Wert anzusetzen (8 ist ein unterer Grenzwert, der einem konstanten Verlauf des Gesamtmoments entspricht).

ANMERKUNG Der Wert π^2 entspricht einem sinusförmigen Krümmungsverlauf. Der Wert einer konstanten Krümmung ist 8. Es sollte darauf geachtet werden, dass c vom Verlauf der Gesamtkrümmung abhängt, während c_0 nach 5.8.7.3 (2) von der Krümmung infolge des Moments nach Theorie I. Ordnung abhängt.

5.8.8.3 Krümmung

(1) Bei Bauteilen mit konstanten symmetrischen Querschnitten (einschließlich Bewehrung), darf die Krümmung wie folgt ermittelt werden:

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0 \quad (5.34)$$

Dabei ist

K_r ein Beiwert in Abhängigkeit von der Normalkraft, siehe 5.8.8.3 (3);

K_φ ein Beiwert zur Berücksichtigung des Kriechens, siehe 5.8.8.3 (4);

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 d);$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s;$$

d die statische Nutzhöhe; siehe 5.8.8.3 (2).

(2) Wenn die gesamte Bewehrung nicht an den gegenüberliegenden Querschnittsseiten konzentriert sondern teilweise parallel zur Biegungsebene verteilt ist, wird d definiert als

$$d = (h/2) + i_s \quad (5.35)$$

wobei i_s der Trägheitsradius der gesamten Bewehrungsfläche ist.

(3) In Gleichung (5.34) ist K_r in der Regel wie folgt anzunehmen:

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (5.36)$$

Dabei ist

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$, die bezogene Normalkraft;

N_{Ed} der Bemessungswert der Normalkraft;

$$n_u = 1 + \omega;$$

n_{bal} der Wert von n bei maximaler Biegetragfähigkeit; es darf der Wert 0,4 verwendet werden;

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd});$$

A_s die Gesamtquerschnittsfläche der Bewehrung;

A_c die Betonquerschnittsfläche.

(4) Die Auswirkungen des Kriechens dürfen mit dem folgenden Beiwert berücksichtigt werden:

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \quad (5.37)$$

Dabei ist

φ_{ef} die effektive Kriechzahl; siehe 5.8.4;

$$\beta = 0,35 + f_{\text{ck}} / 200 - \lambda / 150;$$

λ die Schlankheit, AC siehe 5.8.3.2. AC

5.8.9 Druckglieder mit zweiachsiger Lastausmitte

(1) Das allgemeine Verfahren nach 5.8.6 darf auch für Druckglieder mit zweiachsiger Lastausmitte verwendet werden. Die folgenden Regeln gelten, wenn Näherungsverfahren angewendet werden. Besonders wichtig ist die Feststellung des Bauteilquerschnitts mit der maßgebenden Momentenkombination.

(2) Als erster Schritt darf eine getrennte Bemessung in beiden Hauptachsenrichtungen ohne Beachtung der zweiachsigen Lastausmitte erfolgen. Imperfektionen müssen nur in der Richtung berücksichtigt werden, in der sie zu den ungünstigsten Auswirkungen führen.

(3) Es bedarf keiner weiteren Nachweise, wenn die Schlankheitsverhältnisse die folgenden beiden Bedingungen erfüllen

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2 \text{ und } \lambda_z / \lambda_y \leq 2 \quad (5.38a)$$

AC und wenn die bezogenen Lastausmitten e_y / h_{eq} und e_z / b_{eq} (siehe Bild 5.8) eine der folgenden Bedingungen erfüllt: AC

$$\frac{e_y / h_{\text{eq}}}{e_z / b_{\text{eq}}} \leq 0,2 \text{ oder } \frac{e_z / b_{\text{eq}}}{e_y / h_{\text{eq}}} \leq 0,2 \quad (5.38b)$$

Dabei ist

b, h die Breite und Höhe des Querschnitts;

$$b_{\text{eq}} = i_y \cdot \sqrt{12} \text{ und } h_{\text{eq}} = i_z \cdot \sqrt{12} \text{ für einen gleichwertigen Rechteckquerschnitt;}$$

λ_y, λ_z die Schlankheit 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;

$e_z = M_{\text{Edy}} / N_{\text{Ed}}$; Lastausmitte in Richtung der z-Achse;

$e_y = M_{\text{Edz}} / N_{\text{Ed}}$; Lastausmitte in Richtung der y-Achse;

M_{Edy} das Bemessungsmoment um die y-Achse, einschließlich des Moments nach Theorie II. Ordnung;

M_{Edz} das Bemessungsmoment um die z-Achse, einschließlich des Moments nach Theorie II. Ordnung;

N_{Ed} der Bemessungswert der Normalkraft in der zugehörigen Einwirkungskombination.

(4) Werden die Bedingungen der Gleichung (5.38) nicht erfüllt, ist in der Regel eine zweiachsige Lastausmitte einschließlich der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung in beiden Richtungen zu berücksichtigen, wenn sie nicht gemäß 5.8.2 (6) oder 5.8.3 vernachlässigt werden dürfen. Ohne eine genaue Bemessung der Querschnitte für eine zweiachsige Lastausmitte darf der folgende vereinfachte Nachweis verwendet werden:

$$\left(\frac{M_{\text{Edz}}}{M_{\text{Rdz}}} \right)^a + \left(\frac{M_{\text{Edy}}}{M_{\text{Rdy}}} \right)^a \leq 1,0 \quad (5.39)$$

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Dabei ist

$M_{Edz/y}$ das Bemessungsmoment um die entsprechende Achse, einschließlich eines Moments nach Theorie II. Ordnung;

$M_{Rdz/y}$ der Biege Widerstand in die jeweilige Richtung;

a der Exponent;

für runde und elliptische Querschnitte: $a = 2$,

für rechteckige Querschnitte:

N_{Ed} / N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
$a =$	1,0	1,5	2,0

mit linearer Interpolation für Zwischenwerte,

N_{Ed} der Bemessungswert der Normalkraft;

$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$, Bemessungswert der zentrischen Normalkrafttragfähigkeit.

Dabei ist

A_c die Bruttofläche des Betonquerschnitts;

A_s die Fläche der Längsbewehrung.

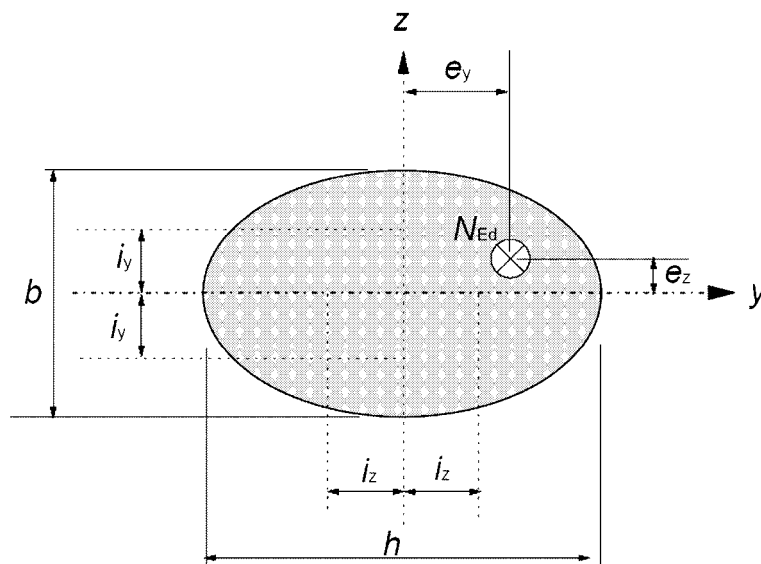


Bild 5.8 — Definition der Lastausmittungen e_y und e_z

5.9 Seitliches Ausweichen schlanker Träger

(1)P Das seitliche Ausweichen schlanker Träger muss in bestimmten Fällen berücksichtigt werden, beispielsweise bei Transport und Montage von Fertigteilträgern, bei Trägern ohne ausreichende seitliche Aussteifung im fertigen Tragwerk usw. Geometrische Imperfektionen sind dabei anzusetzen.

(2) Beim Nachweis von nichtausgesteiften Trägern ist in der Regel eine seitliche Auslenkung von $l / 300$ als geometrische Imperfektion anzusetzen, wobei l die Gesamtlänge des Trägers ist. Im fertigen Tragwerk darf die Aussteifung durch angeschlossene Bauteile berücksichtigt werden.

(3) Die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung auf das seitliche Ausweichen dürfen vernachlässigt werden, falls die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

— ständige Bemessungssituationen: $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}}$ und $h/b \leq 2,5$ (5.40a)

— vorübergehende Bemessungssituationen: $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}}$ und $h/b \leq 3,5$ (5.40b)

Dabei ist

l_{0t} die Länge des Druckgurts zwischen seitlichen Abstützungen;

h die Gesamthöhe des Trägers im mittleren Bereich von l_{0t} ;

b die Breite des Druckgurts.

(4) Die mit dem seitlichen Ausweichen verbundene Torsion ist in der Regel bei der Bemessung des unterstützenden Tragwerks zu berücksichtigen.

5.10 Spannbetontragwerke

5.10.1 Allgemeines

(1)P In dieser Norm wird nur die auf den Beton durch Spannglieder aufgebraachte Vorspannung behandelt.

(2) Die Vorspannung darf als Einwirkung oder Widerstand infolge Vordehnung und Vorkrümmung berücksichtigt werden. Die Tragfähigkeit ist in der Regel dementsprechend zu berechnen.

(3) Im Allgemeinen ist die Vorspannung in den in EN 1990 definierten Einwirkungskombinationen als Teil der Lastfälle enthalten. Die Vorspannung ist in der Regel im angesetzten inneren Moment und bei der Normalkraft zu berücksichtigen.

(4) Unter den Annahmen nach (3) ist in der Regel der Beitrag der Spannglieder zur Querschnittstragfähigkeit auf die durch das Vorspannen noch nicht ausgenutzte Festigkeit zu begrenzen. Dies darf dadurch berücksichtigt werden, indem der Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie der Spannglieder entsprechend den Auswirkungen der Vorspannung verschoben wird.

(5)P Ein Bauteilversagen ohne Vorankündigung infolge Versagen der Spannglieder muss ausgeschlossen werden.

(6) Ein Versagen ohne Vorankündigung ist in der Regel mit einem oder mehreren der folgenden Verfahren zu verhindern:

Verfahren A: Einbau der Mindestbewehrung gemäß 9.2.1;

Verfahren B: Einbau von Spanngliedern im sofortigen Verbund;

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Verfahren C: Sicherstellen einfacher Zugänglichkeit zu den Bauteilen, um den Zustand der Spannglieder durch zerstörungsfreie Verfahren oder durch Monitoring überprüfen und kontrollieren zu können;

Verfahren D: Führen überzeugender Nachweise hinsichtlich der Zuverlässigkeit der Spannglieder;

Verfahren E: Sicherstellen, dass es bei Versagen durch Zunahme der Belastung oder durch Abnahme der Vorspannung unter der häufigen Einwirkungskombination zur Rissbildung kommt, bevor der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht ist. Dabei ist die durch die Rissbildung bedingte Momentenumlagerung zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Die landesspezifische Auswahl der Verfahren darf einem Nationalen Anhang entnommen werden.

5.10.2 Vorspannkraft während des Spannvorgangs

5.10.2.1 Maximale Vorspannkraft

(1)P Die am Spannglied aufgebrachte Kraft $P_{\max}$ (d. h. die Kraft am Spannende während des Spannvorgangs) darf den nachfolgenden Wert nicht überschreiten:

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad (5.41)$$

Dabei ist

A_p die Querschnittsfläche des Spannstahls;

$\sigma_{p,\max}$ die maximale Spannstahlspannung = $\min \{ k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k} \}$.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte k_1 und k_2 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind $k_1 = 0,8$ und $k_2 = 0,9$.

(2) Ein Überspannen ist unter der Voraussetzung zulässig, dass die Spannpresse eine Messgenauigkeit der aufgebrachten Spannkraft von $\pm 5 \%$ bezogen auf den Endwert der Vorspannkraft sicherstellt. Unter dieser Voraussetzung $\overline{AC}$ darf während des Spannvorgangs die höchste Pressenkraft $P_{\max}$ auf $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$ gesteigert werden $\overline{AC}$ (z. B. bei Auftreten einer unerwartet hohen Reibung beim Vorspannen sehr langer Spannglieder).

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für k_3 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,95.

5.10.2.2 Begrenzung der Betondruckspannungen

(1)P Ein lokales Druckversagen oder Spalten des Betons im Verankerungsbereich von Spanngliedern im sofortigen oder im nachträglichen Verbund darf nicht auftreten.

(2) In der Regel ist ein lokales Druckversagen oder Spalten des Betons hinter Verankerungen von Spanngliedern im nachträglichen Verbund gemäß den entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen zu verhindern.

(3) Die Betonfestigkeit bei Aufbringen oder Übertragen der Vorspannung darf in der Regel den in den entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen definierten Mindestwert nicht unterschreiten.

(4) Wird die Vorspannung in einem einzelnen Spannglied schrittweise aufgebracht, darf die erforderliche Betonfestigkeit reduziert werden. Die Mindestbetondruckfestigkeit $f_{cm}(t)$ zum Zeitpunkt t muss der Regel k_4 [%] der bei voller Vorspannung nach der Europäischen Technischen Zulassung erforderlichen Betonfestigkeit betragen. Zwischen der Mindestbetondruckfestigkeit und der erforderlichen Betonfestigkeit bei endgültiger Vorspannung darf die Vorspannung zwischen k_5 [%] und 100 % der endgültigen Vorspannung interpoliert werden.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für k_4 und k_5 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für k_4 beträgt 50 und für k_5 30.

(5) Die durch die Vorspannkraft und andere Lasten zum Zeitpunkt des Vorspannens oder des Absetzens der Spannkraft im Tragwerk wirkenden Betondruckspannungen sind in der Regel folgendermaßen zu begrenzen:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (5.42)$$

wobei $f_{ck}(t)$ die charakteristische Druckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt t ist, ab dem die Vorspannkraft auf ihn wirkt.

Bei Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern im sofortigen Verbund darf die Betondruckspannung zum Zeitpunkt des Übertragens der Vorspannung auf $k_6 \cdot f_{ck}(t)$ erhöht werden, wenn aufgrund von Versuchen oder Erfahrung sichergestellt werden kann, dass sich keine Längsrisse bilden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_6 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,7.

Wenn die Betondruckspannung den Wert $0,45 \cdot f_{ck}(t)$ ständig überschreitet, ist in der Regel die Nichtlinearität des Kriechens zu berücksichtigen.

5.10.2.3 Messung der Spannkraft und des zugehörigen Dehnwegs

(1)P Bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund müssen die Vorspannkraft und die zugehörige Dehnung der Spannglieder mittels Messungen geprüft und die tatsächlichen Reibungsverluste kontrolliert werden.

5.10.3 Vorspannkraft nach dem Spannvorgang

(1)P Zum Zeitpunkt t und für den Abstand x (oder einer Bogenlänge) vom Spannende des Spannglieds entspricht der Mittelwert der Vorspannkraft $P_{m,t}(x)$ der maximalen, am Spannende aufgetragenen Kraft $P_{\max}$, abzüglich der sofortigen und der zeitabhängigen Verluste (siehe unten). Für alle Spannkraftverluste werden absolute Werte angenommen.

(2) Der Mittelwert der Vorspannkraft $P_{m0}(x)$ (zum Zeitpunkt $t = t_0$) unmittelbar nach Vorspannen und Verankern (Vorspannung mit nachträglichem oder ohne Verbund) oder nach dem Übertragen der Vorspannung (Vorspannung mit sofortigem Verbund) ist durch Abziehen der sofortigen Verluste $\Delta P_i(x)$ von der Vorspannkraft $P_{\max}$ zu ermitteln und darf den folgenden Wert nicht überschreiten:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (5.43)$$

Dabei ist

$$\sigma_{pm0}(x) \text{ die Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Vorspannen oder der Spannkraftübertragung} \\ = \min \{k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}.$$

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte k_7 und k_8 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für k_7 beträgt 0,75 und für k_8 0,85.

(3) Bei der Bestimmung der sofortigen Verluste $\Delta P_i(x)$ sind in der Regel die folgenden Einflüsse für sofortigen und nachträglichen Verbund entsprechend zu berücksichtigen (siehe 5.10.4 und 5.10.5):

- Verluste infolge elastischer Verformung des Betons ΔP_{el} ,
- Verluste infolge Kurzzeitrelaxation ΔP_r ,
- Verluste infolge Reibung $\Delta P_{\mu}(x)$,
- Verluste infolge Verankerungsschlupf ΔP_{sl} .

(4) Der Mittelwert der Vorspannkraft $P_{m,t}(x)$ zum Zeitpunkt $t > t_0$ ist in der Regel in Abhängigkeit von der Vorspannart zu bestimmen. Zusätzlich zu den sofortigen Verlusten nach (3) sind in der Regel die

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

zeitabhängigen Spannkraftverluste $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (siehe 5.10.6) aus Kriechen und Schwinden des Betons sowie die Langzeitrelaxation des Spannstahls zu berücksichtigen. Somit ist $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

5.10.4 Sofortige Spannkraftverluste bei sofortigem Verbund

- (1) Folgende bei sofortigem Verbund auftretende Spannkraftverluste sind in der Regel zu berücksichtigen:
- i) während des Spannens: Reibungsverluste an den Umlenkungen (bei umgelenkten Drähten oder Litzen) und Verluste aufgrund von Ankerschlupf;
 - ii) vor Übertragung der Vorspannung auf den Beton: Relaxationsverluste der Spannglieder in der Zeit zwischen dem Spannen der Spannglieder und dem eigentlichen Vorspannen des Betons;

ANMERKUNG Bei Wärmenachbehandlung ändern sich die Verluste aus Schwinden und Relaxation und sind in der Regel entsprechend zu berücksichtigen. Eine direkte Temperatúrauswirkung ist in der Regel ebenfalls zu berücksichtigen **AC** (siehe 10.3.2.1 und Anhang D) **AC**.

- iii) bei der Übertragung der Vorspannung auf den Beton: Spannkraftverluste infolge elastischer Stauchung des Betons aufgrund der Spanngliedwirkung beim Lösen im Spannbett.

5.10.5 Sofortige Spannkraftverluste bei nachträglichem Verbund

5.10.5.1 Elastische Verformung des Betons

- (1) Der Spannkraftverlust infolge der Verformung des Betons ist in der Regel unter Berücksichtigung der Reihenfolge, in der die Spannglieder angespannt werden, zu ermitteln.
- (2) Dieser Spannkraftverlust ΔP_{el} , darf als Mittelwert in jedem Spannglied wie folgt angenommen werden:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.44)$$

Dabei ist

$\Delta \sigma_c(t)$ die Spannungsänderung im Schwerpunkt der Spannglieder zum Zeitpunkt t ;

j ein Beiwert mit

$(n-1)/2n$ wobei n die Anzahl identischer, nacheinander gespannter Spannglieder ist. Näherungsweise darf j mit $1/2$ angenommen werden;

1 für die Spannungsänderung infolge der ständigen Einwirkungen nach dem Vorspannen.

5.10.5.2 Reibungsverluste

- (1) Die Reibungsverluste $\Delta P_{\mu}(x)$ bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund dürfen wie folgt abgeschätzt werden:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \left(1 - e^{-\mu(\theta + k \cdot x)} \right) \quad (5.45)$$

Dabei ist

θ die Summe der planmäßigen, horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel über die Länge x (unabhängig von Richtung und Vorzeichen);

- μ der Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr;
- k der ungewollte Umlenkwinkel (je Längeneinheit), abhängig von der Art des Spannglieds;
- x die Länge entlang des Spannglieds von der Stelle an, an der die Vorspannkraft gleich $P_{\max}$ ist (die Kraft am Spannende).

Die Werte μ und k werden in den entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen angegeben. Der Reibungsbeiwert μ hängt von den Oberflächeneigenschaften der Spannglieder und der Hüllrohre, von etwaigem Rostansatz, von der Spannglieddehnung und von der Spannstahlprofilierung ab.

Der Wert k für den ungewollten Umlenkwinkel hängt von der Ausführungsqualität, dem Abstand zwischen den Spanngliedunterstützungen, dem verwendeten Hüllrohrtyp bzw. der Ummantelung, sowie der Intensität der Betonverdichtung ab.

(2) Fehlen Angaben aus Europäischen Technischen Zulassungen dürfen in Gleichung (5.45) die in Tabelle 5.1 enthaltenen Werte für μ angenommen werden.

(3) Fehlen Angaben in Europäischen Technischen Zulassungen dürfen für den ungewollten Umlenkwinkel der internen Spannglieder i. Allg. zwischen $0,005 < k < 0,01$ pro Meter angesetzt werden.

(4) Bei externen Spanngliedern dürfen die Spannkraftverluste infolge von ungewollten Umlenk winkeln vernachlässigt werden.

Tabelle 5.1 — Reibungsbeiwerte μ für interne Spannglieder im nachträglichen Verbund und externe Spannglieder ohne Verbund

	Interne Spannglieder ^a	Externe Spannglieder ohne Verbund			
		nicht geschmiert		geschmiert	
		Stahlhüllrohr	HDPE-Hüllrohr	Stahlhüllrohr	HDPE-Hüllrohr
kaltgezogener Draht	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Litze	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
gerippte Stäbe	0,65	—	—	—	—
glatte Rundstäbe	0,33	—	—	—	—
^a bei Spanngliedern, die etwa die Hälfte des Hüllrohrs ausfüllen					

ANMERKUNG AC HDPE AC — Hochdichtes Polyethylen.

5.10.5.3 Verankerungsschlupf

(1) Die Spannkraftverluste infolge Keilschlupf in der Ankervorrichtung während des Verankerns nach dem Spannen, sowie infolge der Verformungen der Verankerung selbst sind in der Regel zu berücksichtigen.

(2) Die Werte für den Keilschlupf sind in den Europäischen Technischen Zulassungen angegeben.

5.10.6 Zeitabhängige Spannkraftverluste bei sofortigem und nachträglichem Verbund

(1) Die zeitabhängigen Spannkraftverluste dürfen unter Berücksichtigung der beiden folgenden Spannungsreduktionen errechnet werden:

- a) infolge der Betonstauchungen, die durch Kriechen und Schwinden unter den ständigen Lasten auftreten,

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

b) infolge der Relaxation des Spannstahls unter Zug.

ANMERKUNG Die Spannstahlrelaxation hängt von der Verformung des Betons infolge Kriechen und Schwinden ab. Diese Wechselwirkung darf im Allgemeinen näherungsweise mit einem Abminderungsbeiwert von 0,8 berücksichtigt werden.

(2) Gleichung (5.46) stellt ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der zeitabhängigen Verluste an der Stelle x unter ständigen Lasten dar.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.46)$$

Dabei ist

- $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ der absolute Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern aus Kriechen, Schwinden und Relaxation an der Stelle x, bis zum Zeitpunkt t;
- ε_{cs} die gemäß 3.1.4 (6) ermittelte Schwinddehnung als absoluter Wert;
- $\langle AC \rangle E_p$ der Elastizitätsmodul für Spannstahl, siehe auch 3.3.6 (2) $\langle AC \rangle$;
- E_{cm} der Elastizitätsmodul für Beton (Tabelle 3.1);
- $\Delta \sigma_{pr}$ der absolute Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern an der Stelle x zum Zeitpunkt t infolge Relaxation des Spannstahls. Sie wird für eine Spannung $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ bestimmt. Dabei ist σ_p die Ausgangsspannung in den Spanngliedern unmittelbar nach dem Vorspannen und infolge der quasi-ständigen Einwirkungen;
- $\varphi(t, t_0)$ der Kriechbeiwert zum Zeitpunkt t bei einer Lastaufbringung zum Zeitpunkt t_0 ;
- $\sigma_{c,QP}$ die Betonspannung in Höhe der Spannglieder infolge Eigenlast und Ausgangsspannung sowie weiterer maßgebender quasi-ständiger Einwirkungen. Die Spannung $\sigma_{c,QP}$ darf je nach untersuchtem Bauzustand unter Ansatz nur eines Teils der Eigenlast und der Vorspannung oder unter der gesamten quasi-ständigen Einwirkungskombination $\sigma_c\{G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q\}$ ermittelt werden;
- A_p die Querschnittsfläche aller Spannglieder an der Stelle x;
- A_c die Betonquerschnittsfläche;
- I_c das Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts;
- z_{cp} der Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Betonquerschnitts und den Spanngliedern.

Druckspannungen und die entsprechenden Dehnungen in Gleichung (5.46) sind in der Regel mit einem positiven Vorzeichen einzusetzen.

(3) Die Gleichung (5.46) gilt für Spannglieder im Verbund, wenn die Spannungen im jeweiligen Querschnitt angesetzt werden, sowie für Spannglieder ohne Verbund, wenn gemittelte Werte der Spannung verwendet werden. Die gemittelten Werte für externe Spannglieder sind in der Regel im Bereich gerader Abschnitte zwischen den idealisierten Knickpunkten bzw. Verankerungsstellen oder bei internen Spanngliedern entlang der Gesamtlänge zu berechnen.

5.10.7 Berücksichtigung der Vorspannung in der Berechnung

- (1) Momente nach Theorie II. Ordnung können infolge Vorspannung mit externen Spanngliedern auftreten.
- (2) Momente infolge indirekter Einwirkungen der Vorspannung treten nur in statisch unbestimmten Tragwerken auf.
- (3) Bei linearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung sind in der Regel sowohl die direkten als auch die indirekten Einwirkungen der Vorspannung zu berücksichtigen, bevor eine Umlagerung von Kräften und Momenten vorgenommen wird (siehe 5.5).
- (4) Bei Verfahren nach der Plastizitätstheorie und bei nichtlinearen Verfahren dürfen die indirekten Einwirkungen der Vorspannung als zusätzliche plastische Rotationen behandelt werden, die dann in der Regel im Nachweis der Rotationsfähigkeit zu berücksichtigen sind.
- (5) Nach dem Verpressen darf bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund von einem starren Verbund zwischen Stahl und Beton ausgegangen werden. Vor dem Verpressen sind die Spannglieder in der Regel jedoch als verbundlos zu betrachten.
- (6) Externe Spannglieder dürfen als zwischen den Umlenkstellen gerade angesetzt werden.

5.10.8 Grenzzustand der Tragfähigkeit

- (1) Im Allgemeinen darf der Bemessungswert der Vorspannkraft mit $P_{d,t}(x) = \gamma_P \cdot P_{m,t}(x)$ ermittelt werden (für $P_{m,t}(x)$ siehe 5.10.3 (4) und für γ_P siehe 2.4.2.2).
- (2) Bei Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern ohne Verbund muss im Allgemeinen die Verformung des gesamten Bauteils zur Berechnung des Spannungszuwachses berücksichtigt werden. Wird keine genaue Berechnung durchgeführt, darf der Spannungszuwachs zwischen wirksamer Vorspannung und Spannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit $\Delta\sigma_{p,ULS}$ angenommen werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert $\Delta\sigma_{p,ULS}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 100 N/mm².

- (3) Wird der Spannungszuwachs unter Berücksichtigung des Verformungszustands des gesamten Bauteils berechnet, sind in der Regel die Mittelwerte der Baustoffeigenschaften zu verwenden. Der Bemessungswert des Spannungszuwachses $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \cdot \gamma_{\Delta P}$ ist in der Regel mit den maßgebenden Teilsicherheitsfaktoren $\gamma_{\Delta P,sup}$ und $\gamma_{\Delta P,inf}$ zu bestimmen.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte $\gamma_{\Delta P,sup}$ und $\gamma_{\Delta P,inf}$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte für $\gamma_{\Delta P,sup}$ und $\gamma_{\Delta P,inf}$ sind 1,2 bzw. 0,8. Wird das lineare Verfahren mit ungerissen Querschnitten angewendet, darf von einem niedrigeren Grenzwert der Verformung ausgegangen werden und der empfohlene Wert sowohl für $\gamma_{\Delta P,sup}$ wie auch $\gamma_{\Delta P,inf}$ ist 1,0.

5.10.9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung

- (1) In den Gebrauchstauglichkeits- und Ermüdungsnachweisen müssen die möglichen Streuungen der Vorspannung berücksichtigt werden. Die beiden folgenden charakteristischen Werte der Vorspannkraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dürfen abgeschätzt werden:

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t}(x) \quad (5.47)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t}(x) \quad (5.48)$$

Dabei ist

- | | |
|-------------|------------------------------------|
| $P_{k,sup}$ | der obere charakteristische Wert; |
| $P_{k,inf}$ | der untere charakteristische Wert. |

DIN EN 1992-1-1:2011-01 EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte r_{sup} und r_{inf} dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind:

- für Spannglieder im sofortigen Verbund oder ohne Verbund: $r_{\text{sup}} = 1,05$ und $r_{\text{inf}} = 0,95$,
- für Spannglieder im nachträglichen Verbund: $r_{\text{sup}} = 1,10$ und $r_{\text{inf}} = 0,90$,
- falls entsprechende Maßnahmen getroffen werden (z. B. direkte Messungen der Vorspannung unter den Gebrauchstauglichkeitsbedingungen): $r_{\text{sup}} = r_{\text{inf}} = 1,0$.

5.11 Berechnung für ausgewählte Tragwerke

(1)P Punktgestützte Platten werden als Flachdecken bezeichnet.

(2)P Wandscheiben sind unbewehrte oder bewehrte Betonwände, die die Stabilität des Tragwerks gegen seitliches Ausweichen unterstützen.

ANMERKUNG Anhang I enthält weitere Informationen zur Berechnung von Flachdecken und Wandscheiben.

6 NACHWEISE IN DEN GRENZZUSTÄNDEN DER TRAGFÄHIGKEIT (GZT)

6.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein

(1)P Dieser Abschnitt gilt für ungestörte Bereiche von Balken, Platten und ähnlichen Bauteilen, deren Querschnitte vor und nach Beanspruchung näherungsweise eben bleiben. Die Diskontinuitätsbereiche von Balken und anderen Bauteilen, in denen Querschnitte nicht eben bleiben, dürfen nach 6.5 bemessen und konstruktiv durchgebildet werden.

(2)P Bei der Bestimmung der Biegetragfähigkeit von Querschnitten aus Stahlbeton oder Spannbeton werden folgende Annahmen getroffen:

- Ebene Querschnitte bleiben eben.
- Die Dehnungen der im Verbund liegenden Bewehrung oder Spannglieder haben sowohl für Zug als auch für Druck die gleiche Größe wie die des umgebenden Betons.
- Die Betonzugfestigkeit wird nicht berücksichtigt.
- Die Verteilung der Betondruckspannungen wird entsprechend den Bemessungs-Spannungs-Dehnungs-Linien nach 3.1.7 angenommen.
- Die Spannungen im Betonstahl oder im Spannstahl werden jeweils mit den Arbeitslinien aus 3.2 (Bild 3.8) und 3.3 (Bild 3.10) bestimmt.
- Die Vordehnung der Spannglieder wird bei der Spannungsermittlung im Spannstahl berücksichtigt.

(3)P Die Betonstauchung ist auf $\varepsilon_{\text{cu}2}$ oder $\varepsilon_{\text{cu}3}$ in Abhängigkeit von der verwendeten Spannungs-Dehnungs-Linie zu begrenzen (siehe 3.1.7 und Tabelle 3.1). Die Dehnungen des Betonstahls und des Spannstahls sind auf ε_{sd} zu begrenzen (wo zutreffend), siehe 3.2.7 (2) bzw. 3.3.6 (7).

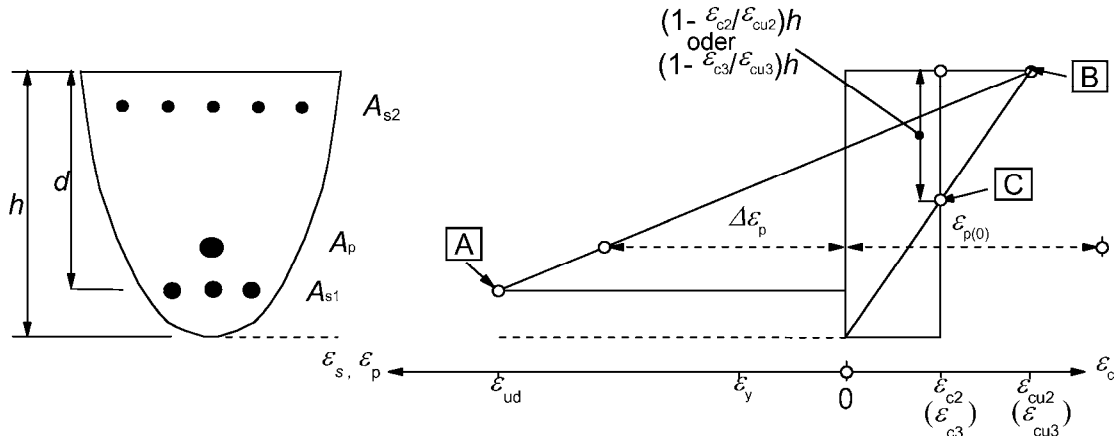
(4) Für $\overline{\text{AC}}$ gestrichener Text $\overline{\text{AC}}$ Querschnitte mit Drucknormalkraft ist in der Regel eine Mindestausmitte von $e_0 = h / 30 \geq 20$ mm anzusetzen (mit h – Querschnittshöhe).

(5) Bei Querschnittsteilen, die näherungsweise $\overline{\text{AC}}$ zentrischem Druck ($e_d / h \leq 0,1$) ausgesetzt sind $\overline{\text{AC}}$, wie z. B. Druckgurte von Hohlkastenträgern, ist in der Regel die mittlere Stauchung auf $\varepsilon_{\text{c}2}$ (bzw. $\varepsilon_{\text{c}3}$ wenn die bilineare Linie aus Bild 3.4 verwendet wird) zu begrenzen.

(6) Die zulässigen Grenzen der Dehnungsverteilung sind in Bild 6.1 dargestellt.

(7) Für Spannbetonbauteile mit Spanngliedern ohne Verbund siehe 5.10.8.

(8) Bei extern angeordneten Spanngliedern ist die Dehnung im Spannstahl zwischen zwei aufeinander folgenden Kontaktpunkten (Verankerungs- und Umlenkstellen) konstant anzusetzen. Die Dehnung im Spannstahl entspricht dann der Vordehnung unmittelbar nach dem Vorspannen zuzüglich der Dehnung infolge der Tragwerksverformung zwischen den entsprechenden Kontaktbereichen. Siehe auch 5.10.



A — Dehnungsgrenze des Betonstahls

B — Stauchungsgrenze des Betons

C — Stauchungsgrenze des Betons bei reiner Normalkraft

Bild 6.1 — Grenzen der Dehnungsverteilung im GZT

6.2 Querkraft

6.2.1 Nachweisverfahren

(1)P Für die Nachweise des Querkraftwiderstands werden folgende Bemessungswerte definiert:

$V_{Rd,c}$ Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung;

$V_{Rd,s}$ durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzter Querkraftwiderstand;

$V_{Rd,max}$ durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand.

Bei Bauteilen mit geneigten Gurten werden folgende zusätzliche Bemessungswerte definiert (siehe auch Bild 6.2):

V_{ccd} Querkraftkomponente in der Druckzone bei geneigtem Druckgurt;

V_{td} Querkraftkomponente in der Zugbewehrung bei geneigtem Zuggurt.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

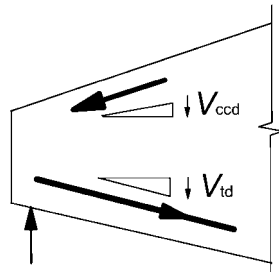


Bild 6.2 — Querkraftkomponente für Bauteile mit geneigten Gurten

(2) Der Querkraftwiderstand eines Bauteils mit Querkraftbewehrung entspricht:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.1)$$

(3) In Bauteilbereichen mit $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ist eine Querkraftbewehrung rechnerisch nicht erforderlich. V_{Ed} ist der Bemessungswert der Querkraft im untersuchten Querschnitt aus äußerer Einwirkung und Vorspannung (mit oder ohne Verbund).

(4) Auch wenn rechnerisch keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, ist in der Regel dennoch eine Mindestquerkraftbewehrung gemäß 9.2.2 vorzusehen. Auf die Mindestquerkraftbewehrung darf bei Bauteilen wie Platten (Voll-, Rippen- oder Hohlplatten), in denen eine Lastumlagerung in Querrichtung möglich ist, verzichtet werden. Auf eine Mindestquerkraftbewehrung darf auch in Bauteilen von untergeordneter Bedeutung verzichtet werden (z. B. bei Stürzen mit Spannweiten ≤ 2 m), die nicht wesentlich zur Gesamttragfähigkeit und Gesamtstabilität des Tragwerks beitragen.

(5) In Bereichen mit $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ gemäß Gleichung (6.2) ist in der Regel eine Querkraftbewehrung vorzusehen, die $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ sicherstellt **[AC]** (siehe Gleichung (6.1)) **[AC]**.

(6) Die Summe aus Bemessungsquerkraft und Beiträgen der Gurte, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$ darf in der Regel in keinem Bauteilquerschnitt den Maximalwert $V_{Rd,max}$ überschreiten (siehe 6.2.3).

(7) Die Längszugbewehrung muss in der Regel den zusätzlichen Zugkraftanteil infolge Querkraft aufnehmen können (siehe 6.2.3 (7)).

(8) Bei gleichmäßig verteilter Belastung darf die Bemessungsquerkraft im Abstand d vom Auflager nachgewiesen werden. Die erforderliche Querkraftbewehrung ist in der Regel bis zum Auflager weiterzuführen. Zusätzlich ist in der Regel nachzuweisen, dass die Querkraft am Auflager $V_{Rd,max}$ nicht überschreitet (siehe 6.2.2 (6) und 6.2.3 (8)).

(9) Für eine an der Bauteilunterseite abgehängte Last ist in der Regel zusätzlich zur Querkraftbewehrung eine Aufhängebewehrung erforderlich, die die Last im oberen Querschnittsbereich verankert.

6.2.2 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

(1) Der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ darf ermittelt werden mit:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (6.2.a)$$

mit einem Mindestwert

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2.b)$$

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Bei Querschnitten mit über die Höhe unterschiedlicher Breite, kann die maximale Hauptspannung auch außerhalb der Schwerachse auftreten. In diesem Fall sollte der Minimalwert des Querkraftwiderstands durch Berechnung von $V_{Rd,c}$ in verschiedenen Höhen ermittelt werden.

(3) Auf eine Berechnung des Querkraftwiderstands gemäß Gleichung (6.4) darf bei Querschnitten verzichtet werden, die näher am Auflager liegen als der Schnittpunkt zwischen der elastisch berechneten Schwerachse und einer vom Auflager rand im Winkel von 45° geneigten Linie.

(4) Kann für Bauteile unter Biegung und Normalkraft nachgewiesen werden, dass es im GZT zu keiner Rissbildung kommt, darf 12.6.3 angewendet werden.

(5) Zur Bemessung der Längsbewehrung in unter Biegung gerissenen Bereichen ist in der Regel die M_{Ed} -Linie um das Versatzmaß $a_l = d$ in die ungünstige Richtung zu verschieben (siehe 9.2.1.3 (2)).

(6) Bei Bauteilen mit oberseitiger Eintragung einer Einzellast im Bereich von $0,5d \leq a_v < 2d$ vom Auflager rand (oder von der Achse verformbarer Lager), darf der Querkraftanteil dieser Last V_{Ed} mit $\beta = a_v / 2d$ multipliziert werden. Diese Abminderung darf beim Nachweis von $V_{Rd,c}$ in Gleichung (6.2a) verwendet werden, wenn die Längsbewehrung vollständig am Auflager verankert ist. Für $a_v \leq 0,5d$ ist in der Regel der Wert $a_v = 0,5d$ anzusetzen.

Die ohne die Abminderung β berechnete Querkraft muss in der Regel folgende Bedingung erfüllen

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (6.5)$$

Dabei ist ν ein Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für ν darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert folgt aus:

$$\nu = 0,6(1 - f_{ck} / 250) \quad (f_{ck} \text{ in } [N/mm^2]) \quad (6.6N)$$

(7) Träger mit auflagnernahen Lasten und Konsolen dürfen alternativ dazu auch mit Stabwerkmodellen bemessen werden. Siehe hierzu 6.5.

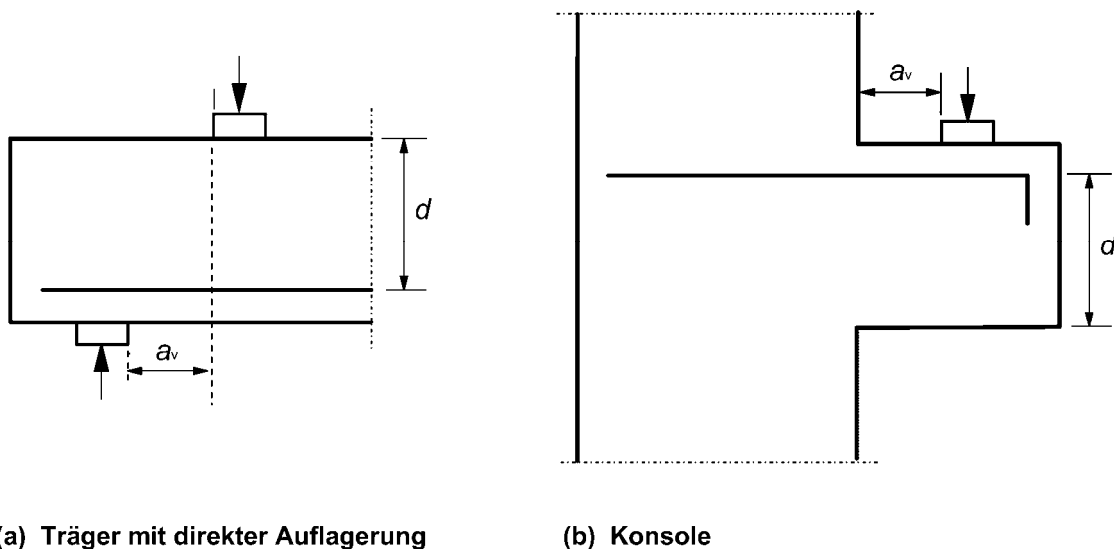


Bild 6.4 — auflagnernahe Lasten

6.2.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

(1) Die Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung basiert auf einem Fachwerkmodell (Bild 6.5). Die Druckstrebenneigung θ im Steg ist nach 6.2.3 (2) zu begrenzen.

Folgende Bezeichnungen werden in Bild 6.5 verwendet:

- α Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse (in Bild 6.5 positiv);
- θ Winkel zwischen Betondruckstreben und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse;
- F_{td} Bemessungswert der Zugkraft in der Längsbewehrung;
- F_{cd} Bemessungswert der Betondruckkraft in Richtung der Längsachse des Bauteils;
- b_w kleinste Querschnittsbreite zwischen Zug- und Druckgurt;
- z innerer Hebelarm bei einem Bauteil mit konstanter Höhe, der zum Biegemoment im betrachteten Bauteil gehört. Bei der Querkraftbemessung von Stahlbeton ohne Normalkraft darf im Allgemeinen der Näherungswert $z = 0,9d$ verwendet werden.

Bei Bauteilen mit geneigten Spanngliedern ist in der Regel ausreichend Betonstahllängsbewehrung im Zuggurt einzulegen, um die in Absatz (7) definierte Längszugkraft infolge Querkraft aufzunehmen.

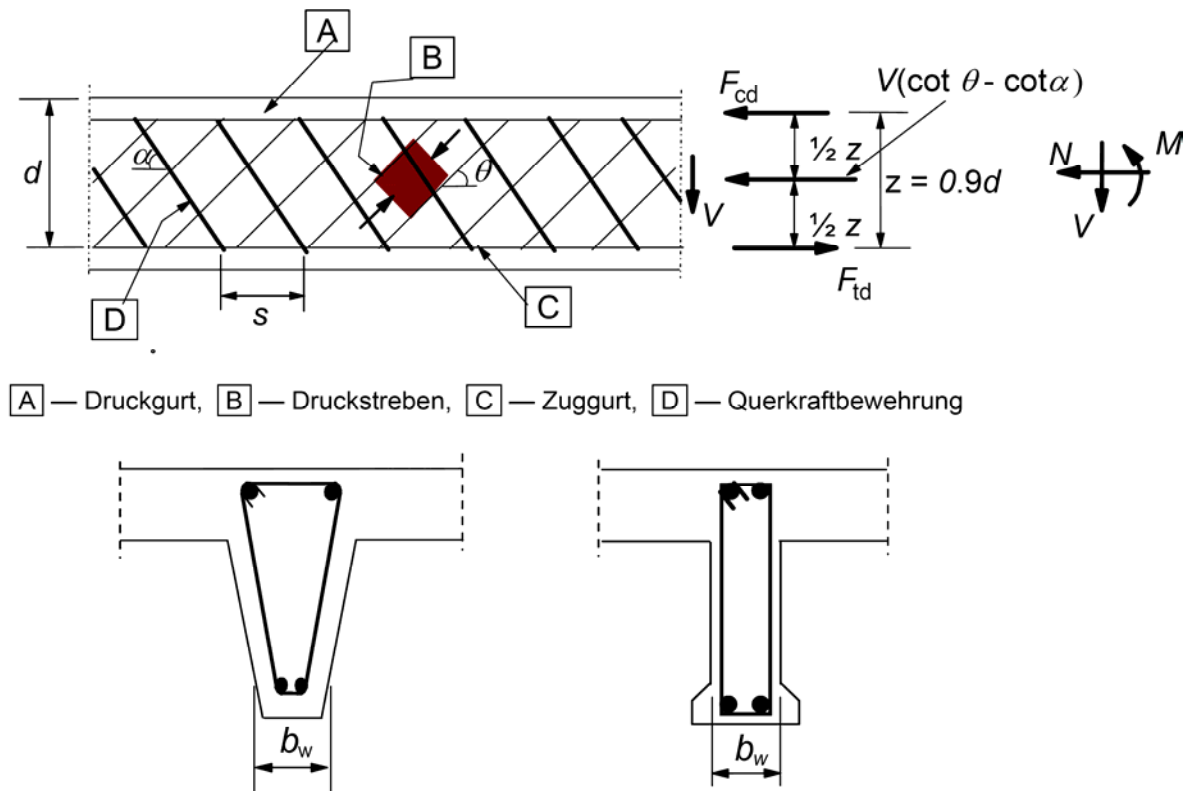


Bild 6.5 — Fachwerkmodell und Formelzeichen für Bauteile mit Querkraftbewehrung

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(2) Der Winkel θ ist in der Regel zu begrenzen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $\cot \theta$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Grenzwerte sind in Gleichung (6.7N) angegeben.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (6.7N)$$

(3) Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse ist der Querkraftwiderstand V_{Rd} der kleinere Wert aus:

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6.8)$$

ANMERKUNG Bei Verwendung der Gleichung (6.10) ist in der Regel der Wert f_{ywd} in Gleichung (6.8) auf $0,8f_{yk}$ zu reduzieren.

und

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

Dabei ist

A_{sw} die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung;

s der Bügelabstand;

f_{ywd} der Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung;

ν_1 ein Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen;

α_{cw} ein Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt.

ANMERKUNG 1 Die landesspezifischen Werte ν_1 und α_{cw} dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für ν_1 ist ν (siehe Gleichung (6.6N)).

ANMERKUNG 2 Wenn bei Bauteilen aus Stahlbeton oder Spannbeton der Bemessungswert der Spannung in der Querkraftbewehrung unter 80 % der charakteristischen Streckgrenze f_{yk} liegt, darf der Wert ν_1 wie folgt ermittelt werden:

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.aN)$$

$$\nu_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{für } f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.bN)$$

ANMERKUNG 3 Der empfohlene Wert für α_{cw} ist:

1 für nicht vorgespannte Tragwerke,

$$(1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{für } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \quad (6.11.aN)$$

$$1,25 \quad \text{für } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \quad (6.11.bN)$$

$$2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{für } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd} \quad (6.11.cN)$$

Dabei ist

σ_{cp} die mittlere Druckspannung im Beton (positiv) infolge des Bemessungswerts der Normalkraft. Dieser ist in der Regel über den Betonquerschnitt unter Berücksichtigung der Bewehrung zu mitteln. Der Wert für σ_{cp} braucht nicht für Bereiche näher als $0,5d \cdot \cot \theta$ vom Auflagerand berechnet zu werden.

ANMERKUNG 4 Die maximal wirksame Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung $A_{sw,max}$ für $\cot \theta = 1$ ist gegeben durch:

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \quad (6.12)$$

(4) Bei Bauteilen mit geeigneter Querkraftbewehrung ist der Querkraftwiderstand der kleinere Wert aus:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (6.13)$$

und

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (6.14)$$

ANMERKUNG Die maximal wirksame Querkraftbewehrung $A_{sw,max}$ für $\cot \theta = 1$ folgt aus:

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\sin \alpha} \quad (6.15)$$

(5) In Bereichen ohne Diskontinuitäten im Verlauf von V_{Ed} (z. B. bei einer Gleichstreckenlast auf der Bauteiloberseite), $\overline{AC}$ darf die Querkraftbewehrung in jedem Längenabschnitt $l = z \cdot \cot \theta$ mit dem kleinsten Wert $\overline{AC}$ von V_{Ed} in diesem Abschnitt bestimmt werden.

(6) Enthält der Steg verpresste Metallhüllrohre mit einem Durchmesser von $\phi > b_w / 8$, ist in der Regel der Querkraftwiderstand $V_{Rd,max}$ auf Grundlage einer rechnerischen Stegbreite zu bestimmen:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \phi \quad (6.16)$$

Dabei ist ϕ der Außendurchmesser des Hüllrohres und $\sum \phi$ wird für die ungünstigste Lage bestimmt.

Für verpresste Metallhüllrohre mit einem Durchmesser von $\phi < b_w / 8$ gilt $b_{w,nom} = b_w$.

Für nichtverpresste Hüllrohre, verpresste Kunststoffhüllrohre und Spannglieder ohne Verbund beträgt die rechnerische Stegbreite:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \phi \quad (6.17)$$

Mit dem Faktor 1,2 in Gleichung (6.17) wird das durch Querspannungen bedingte Spalten der Betondruckstreben berücksichtigt. Ist ausreichend Querbewehrung eingelegt, darf dieser Wert auf 1,0 reduziert werden.

(7) Die zusätzliche Zugkraft ΔF_{td} in der Längsbewehrung infolge der Querkraft V_{Ed} darf wie folgt bestimmt werden:

$$\Delta F_{td} = 0,5 \cdot V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (6.18)$$

Die Zugkraft $(M_{Ed} / z) + \Delta F_{td}$ braucht nicht größer als $M_{Ed,max} / z$ angesetzt zu werden, wobei $M_{Ed,max}$ das maximale Moment in Bauteillängsrichtung ist.

(8) Bei Bauteilen mit oberseitiger Eintragung einer Einzellast im Bereich von $0,5d \leq a_v < 2d$ vom Auflagerand, darf der Querkraftanteil an V_{Ed} mit dem Faktor $\beta = a_v / 2d$ abgemindert werden.

Die so reduzierte Querkraft V_{Ed} muss in der Regel folgende Bedingung erfüllen:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \quad (6.19)$$

Dabei ist $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ der Widerstand der Querkraftbewehrung, die den geeigneten Schubriß zwischen den belasteten Bereichen kreuzt (siehe Bild 6.6). In der Regel darf nur die Querkraftbewehrung in einem mittleren Bereich von $0,75a_v$ berücksichtigt werden. Die Abminderung mit β ist bei der Bemessung der Querkraftbewehrung nur zulässig, wenn die Längsbewehrung vollständig am Auflager verankert ist.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Für $a_v < 0,5d$ ist in der Regel der Wert $a_v = 0,5d$ zu verwenden.

AC Der ohne die Abminderung mit β bestimmte Wert V_{Ed} darf in der Regel jedoch $V_{Rd,max}$ nach Gleichung (6.9) nicht überschreiten. **AC**

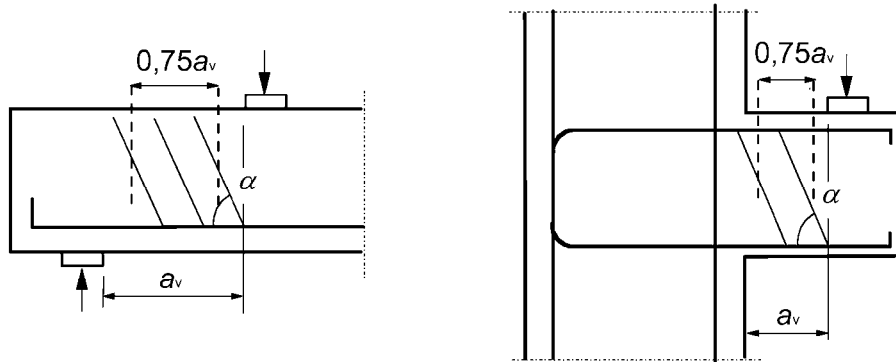


Bild 6.6 — Querkraftbewehrung mit direkter Strebenwirkung

6.2.4 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten

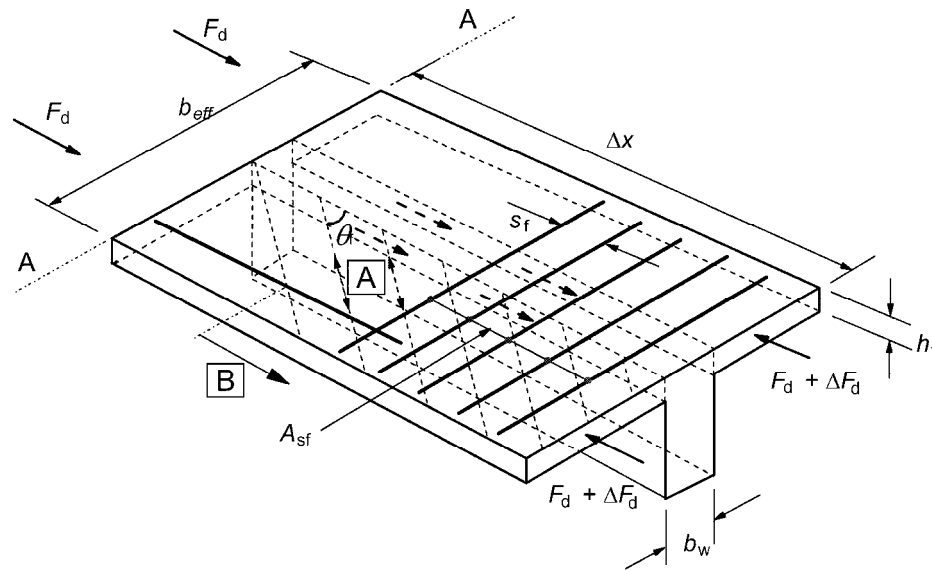
- (1) Die Schubtragfähigkeit eines Gurtes darf unter Annahme eines Systems von Druckstreben und Zuggliedern aus Bewehrung berechnet werden.
- (2) Eine Mindestbewehrung ist in der Regel nach 9.3.1 vorzusehen.
- (3) Die Längsschubspannung v_{Ed} am Anschluss einer Seite eines Gurtes an den Steg wird durch die Längskraftdifferenz im untersuchten Teil des Gurtes bestimmt:

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (6.20)$$

Dabei ist

- h_f die Gurtstärke am Anschluss;
- Δx die betrachtete Länge, siehe Bild 6.7;
- ΔF_d die Längskraftdifferenz im Gurt über die Länge Δx .

Für Δx darf höchstens der halbe Abstand zwischen Momentennullpunkt und Momentenmaximum angenommen werden. Wirken Einzellasten darf in der Regel die Länge Δx den Abstand zwischen den Einzellasten nicht überschreiten.



[A] — Druckstreben

[B] — hinter diesem projizierten Punkt verankerter Längsstab, siehe 6.2.4 (7)

Bild 6.7 — Formelzeichen beim Anschluss zwischen Gurt und Steg

(4) Die Querbewehrung pro Abschnittslänge A_{sf} / s_f darf wie folgt bestimmt werden:

$$(A_{sf} \cdot f_{yd} / s_f) \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f \quad (6.21)$$

Um das Versagen der Druckstreben im Gurt zu vermeiden, ist in der Regel die folgende Anforderung zu erfüllen:

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{ctd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f \quad (6.22)$$

ANMERKUNG Die landesspezifischen Grenzen für $\cot \theta_f$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind, sofern kein genauere Nachweis erfolgt:

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ für Druckgurte ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$)

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ für Zuggurte ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$)

(5) Bei kombinierter Beanspruchung durch Querbiegung und durch Schubkräfte zwischen Gurt und Steg ist in der Regel der größere erforderliche Stahlquerschnitt anzuordnen, der sich entweder als Schubbewehrung nach Gleichung (6.21) oder aus der erforderlichen Biegebewehrung für Querbiegung und der Hälfte der Schubbewehrung nach Gleichung (6.21) ergibt.

(6) In Bereichen mit $v_{Ed} \leq k \cdot f_{ctd}$ ist keine zusätzliche Bewehrung zur Biegebewehrung erforderlich.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,4.

(7) Die Längszugbewehrung im Gurt ist in der Regel hinter der Druckstrebe zu verankern, die am Stegbereich beginnt, an dem diese Längsbewehrung benötigt wird (siehe Schnitt A - A in Bild 6.7).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

6.2.5 Schubkraftübertragung in Fugen

(1) Die Schubkraftübertragung in Fugen zwischen zu unterschiedlichen Zeitpunkten hergestellten Betonierabschnitten ist in der Regel zusätzlich zu den Anforderungen aus 6.2.1 bis 6.2.4 wie folgt nachzuweisen:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (6.23)$$

v_{Edi} ist der Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge. Er wird ermittelt durch:

$$v_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i) \quad (6.24)$$

Dabei ist

β das Verhältnis der Normalkraft in der Betonergänzung und der Gesamtnormalkraft in der Druck- bzw. Zugzone im betrachteten Querschnitt;

V_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft;

z der Hebelarm des zusammengesetzten Querschnitts;

b_i die Breite der Fuge (siehe Bild 6.8);

v_{Rdi} der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge mit:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (6.25)$$

Dabei ist

c und μ je ein Beiwert, der von der Rauigkeit der Fuge abhängt (siehe (2));

f_{ctd} der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach 3.1.6 (2)P;

σ_n die Spannung infolge der minimalen Normalkraft rechtwinklig zur Fuge die gleichzeitig mit der Querkraft wirken kann (positiv für Druck mit $\sigma_n < 0,6f_{cd}$ und negativ für Zug). Ist σ_n eine Zugspannung, ist in der Regel $c \cdot f_{ctd}$ mit 0 anzusetzen;

$$\rho = A_s / A_i;$$

A_s die Querschnittsfläche der die Fuge kreuzenden Verbundbewehrung mit ausreichender Verankerung auf beiden Seiten der Fuge einschließlich vorhandener Querkraftbewehrung;

A_i die Fläche der Fuge, über die Schub übertragen wird;

α der Neigungswinkel der Verbundbewehrung nach Bild 6.9 mit einer Begrenzung auf $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

v ein Festigkeitsabminderungsbeiwert, siehe 6.2.2 (6).

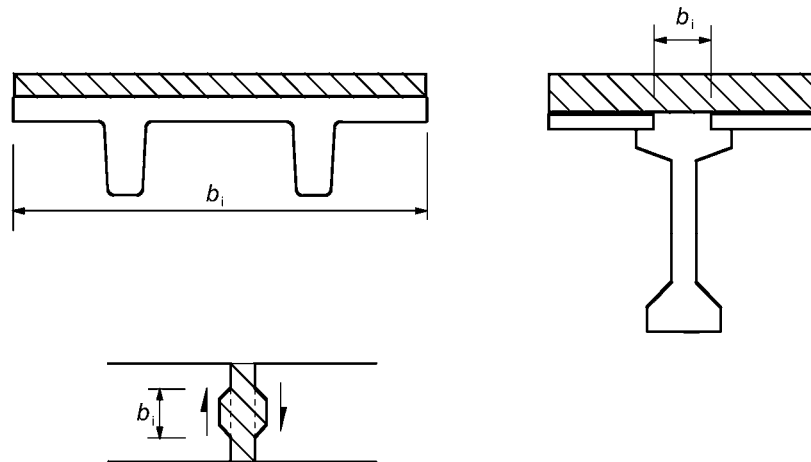
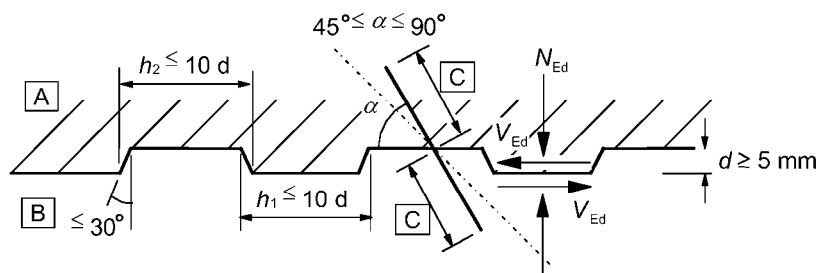


Bild 6.8 — Beispiele für Fugen



[A] — 1. Betonabschnitt, [B] — 2. Betonabschnitt, [C] — Verankerung der Bewehrung

Bild 6.9 — Verzahnte Fugenausbildung

(2) Fehlen genauere Angaben, dürfen Oberflächen in die Kategorien sehr glatt, glatt, rau oder verzahnt entsprechend folgender Beispiele eingeteilt werden:



- Sehr glatt: die Oberfläche wurde gegen Stahl, Kunststoff oder speziell geglättete Holzschalungen betoniert: $0,025 \leq c \leq 0,10$ und $\mu = 0,5$;
- Glatt: die Oberfläche wurde abgezogen oder im Gleit- bzw. Extruderverfahren hergestellt, oder blieb nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung: $c = 0,20$ und $\mu = 0,6$;
- Rau: eine Oberfläche mit mindestens 3 mm Rauigkeit, erzeugt durch Rechen mit ungefähr 40 mm Zinkenabstand, Freilegen der Gesteinskörnungen oder andere Methoden, die ein äquivalentes Verhalten herbeiführen: $c = 0,40$ und $\mu = 0,7$; AC
- Verzahnt: eine verzahnte Oberfläche gemäß Bild 6.9: $c = 0,50$ und $\mu = 0,9$.

(3) Die Verbundbewehrung darf nach Bild 6.10 gestaffelt werden. Wird die Verbindung zwischen den beiden Betonierabschnitten durch geneigte Bewehrung (z. B. mit Gitterträgern) sichergestellt, darf für den Traganteil der Bewehrung an v_{Rdi} die Resultierende der diagonalen Einzelstäbe mit $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$ angesetzt werden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

- (4) Die Schubtragfähigkeit in Längsrichtung von vergossenen Fugen zwischen Decken oder Wandelementen darf entsprechend 6.2.5 (1) bestimmt werden. Wenn die Fugen überwiegend gerissen sind, ist in der Regel jedoch für glatte und raue Fugen $c = 0$ und für verzahnte Fugen $c = 0,5$ anzusetzen (siehe auch 10.9.3 (12)).
- (5) Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung sind die Werte für c in 6.2.5 (1) in der Regel zu halbieren.

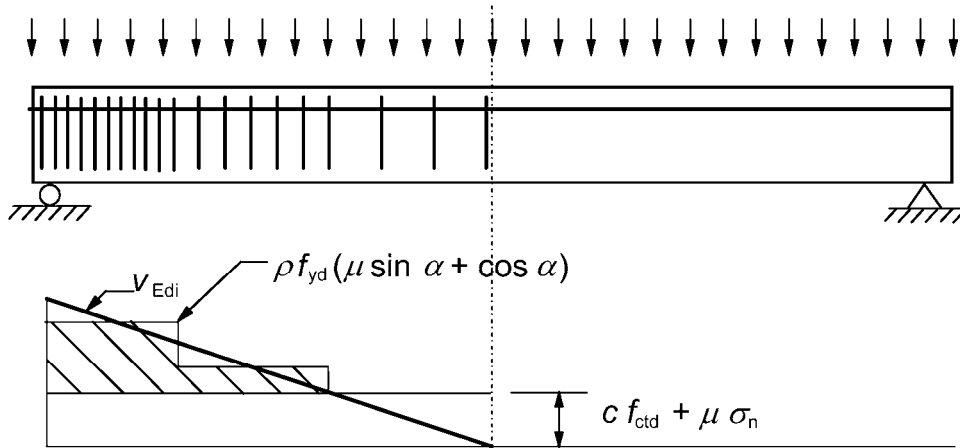


Bild 6.10 — Querkraft-Diagramm mit Darstellung der erforderlichen Verbundbewehrung

6.3 Torsion

6.3.1 Allgemeines

(1)P Wenn das statische Gleichgewicht eines Tragwerks von der Torsionstragfähigkeit einzelner Bauteile abhängt, ist eine vollständige Torsionsbemessung für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit erforderlich.

(2) Wenn in statisch unbestimmten Tragwerken Torsion nur aus Einhaltung der Verträglichkeitsbedingungen auftritt und die Standsicherheit des Tragwerks nicht von der Torsionstragfähigkeit abhängt, darf auf Torsionsnachweise im GZT verzichtet werden. In solchen Fällen ist in der Regel eine Mindestbewehrung gemäß den Abschnitten 7.3 und 9.2 in Form von Bügeln und Längsbewehrung vorzusehen, um eine übermäßige Rissbildung zu vermeiden.

(3) Die Torsionstragfähigkeit eines Querschnitts darf unter Annahme eines dünnwandigen, geschlossenen Querschnitts nachgewiesen werden, in dem das Gleichgewicht durch einen geschlossenen Schubfluss erfüllt wird. Vollquerschnitte dürfen hierzu durch gleichwertige dünnwandige Querschnitte ersetzt werden.

Gegliederte Querschnitte, wie z. B. T-Querschnitte, dürfen in Teilquerschnitte aufgeteilt werden, die jeweils durch gleichwertige dünnwandige Querschnitte ersetzt werden. Die Gesamttorsionstragfähigkeit darf als Summe der Tragfähigkeiten der Einzelelemente berechnet werden.

(4) Die Aufteilung des angreifenden Torsionsmomentes auf die einzelnen Querschnittsteile darf in der Regel im Verhältnis der Torsionssteifigkeiten der ungerissenen Teilquerschnitte erfolgen. Bei Hohlquerschnitten darf die Ersatzwanddicke die wirkliche Wanddicke nicht überschreiten.

(5) Die Bemessung darf für jeden Teilquerschnitt getrennt erfolgen.

6.3.2 Nachweisverfahren

(1) Die Schubspannung in einer Wand eines durch ein reines Torsionsmoment beanspruchten Querschnittes darf folgendermaßen ermittelt werden:

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = T_{Ed} / (2 \cdot A_k) \quad (6.26)$$

Die Schubkraft $V_{Ed,i}$ in einer Wand i infolge Torsion wird ermittelt mit:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i \quad (6.27)$$

Dabei ist

- T_{Ed} der Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmoments (siehe Bild 6.11);
- A_k die Fläche, die von den Mittellinien der verbundenen Wände eingeschlossen wird, einschließlich innerer Hohlbereiche;
- $\tau_{t,i}$ die Torsionsschubspannung in Wand i ;
- $t_{ef,i}$ die effektive Wanddicke. Diese darf zu A / u angenommen werden, jedoch nicht kleiner als der doppelte Abstand von der Außenfläche bis zur Mittellinie der Längsbewehrung. Für Hohlquerschnitte ist die vorhandene Wanddicke eine Obergrenze.
- A die Gesamtfläche des Querschnitts innerhalb des äußeren Umfangs, einschließlich von Hohlräumen;
- u der äußere Umfang des Querschnitts;
- z_i die Höhe der Wand i , definiert durch den Abstand der Schnittpunkte der Wandmittellinie mit den Mittellinien der angrenzenden Wände.

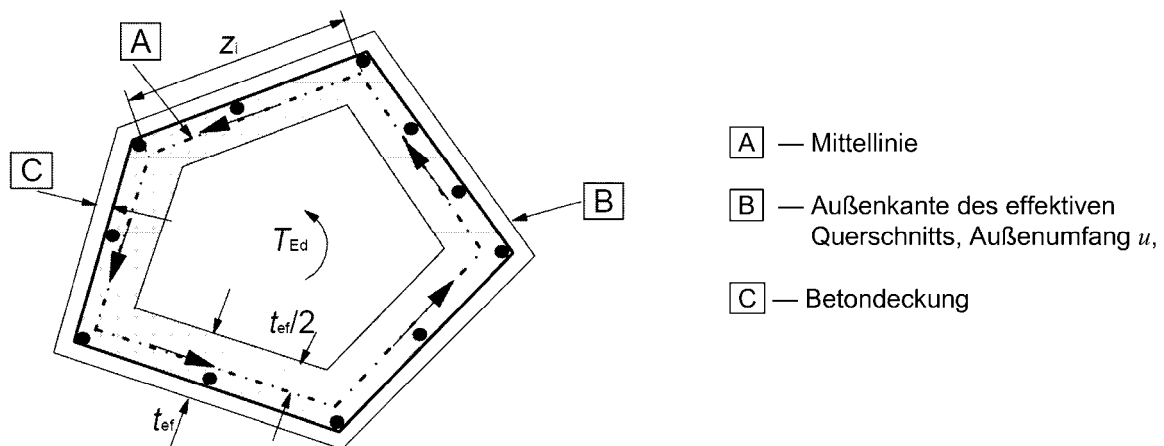


Bild 6.11 — In 6.3 verwendete Formelzeichen und Definitionen

(2) Die Auswirkungen aus Torsion und Querkraft dürfen unter Annahme gleicher Druckstrebenneigung θ sowohl für Hohl- als auch Vollquerschnitte überlagert werden. Die Grenzwerte für θ nach 6.2.3 (2) gelten auch für eine kombinierte Beanspruchung durch Querkraft und Torsion. Die maximale Tragfähigkeit eines durch Querkraft und Torsion beanspruchten Bauteils ergibt sich nach 6.3.2 (4).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(3) Die erforderliche Querschnittsfläche der Torsionslängsbewehrung ΣA_{sl} darf mit Gleichung (6.28) ermittelt werden:

$$\frac{\sum A_{sl} \cdot f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

Dabei ist

u_k der Umfang der Fläche A_k ;

f_{yd} der Bemessungswert der Streckgrenze der Längsbewehrung A_{sl} ;

θ der Druckstrebenwinkel (siehe Bild 6.5).

In Druckgurten darf die Längsbewehrung entsprechend den vorhandenen Druckkräften abgemindert werden.

In Zuggurten ist in der Regel die Torsionslängsbewehrung zusätzlich zur übrigen Längsbewehrung einzulegen. Die Längsbewehrung ist in der Regel über die Höhe der Wand z_i zu verteilen, darf jedoch bei kleineren Querschnitten an den Wandecken konzentriert werden.

(4) Die maximale Tragfähigkeit eines auf Torsion und Querkraft beanspruchten Bauteils wird durch die Druckstrebentragfähigkeit begrenzt. Um diese Tragfähigkeit nicht zu überschreiten, sind in der Regel folgende Bedingungen zu erfüllen:

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

Dabei ist

T_{Ed} der Bemessungswert des Torsionsmoments;

V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft;

$T_{Rd,max}$ der Bemessungswert des aufnehmbaren Torsionsmoments mit

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (6.30)$$

[AC] wobei ν aus 6.2.2 (6) und α_{cw} aus Gleichung (6.9) folgt. **[AC]**

$V_{Rd,max}$ ist der maximale Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit gemäß den Gleichungen (6.9) oder (6.14). Bei Vollquerschnitten darf die gesamte Stegbreite zur Ermittlung von $V_{Rd,max}$ verwendet werden.

(5) Bei näherungsweise rechteckigen Vollquerschnitten ist nur die Mindestbewehrung erforderlich (siehe 9.2.1.1), wenn die nachfolgende Bedingung erfüllt ist:

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (6.31)$$

Dabei ist

$T_{Rd,c}$ das Torsionsrissmoment, das mit $\tau_{ti} = f_{ctd}$ ermittelt werden darf;

$V_{Rd,c}$ der Querkraftwiderstand nach Gleichung (6.2).

6.3.3 Wölbkrafttorsion

(1) Bei geschlossenen dünnwandigen Querschnitten und bei Vollquerschnitten darf Wölbkrafttorsion im Allgemeinen vernachlässigt werden.

(2) Bei offenen dünnwandigen Bauteilen kann es erforderlich sein, Wölbkrafttorsion zu berücksichtigen. Bei sehr schlanken Querschnitten sollte die Berechnung auf Grundlage eines Trägerrostmodells und in anderen Fällen auf Grundlage eines Fachwerkmodells erfolgen. In allen Fällen sind in der Regel die Nachweise gemäß den Bemessungsregeln für Biegung und Normalkraft sowie für Querkraft durchzuführen.

6.4 Durchstanzen

6.4.1 Allgemeines

(1)P Die Regeln dieses Abschnitts ergänzen die Regeln in 6.2. Sie betreffen das Durchstanzen von Vollplatten, von Rippendecken mit Vollquerschnitten über Stützen und von Fundamenten.

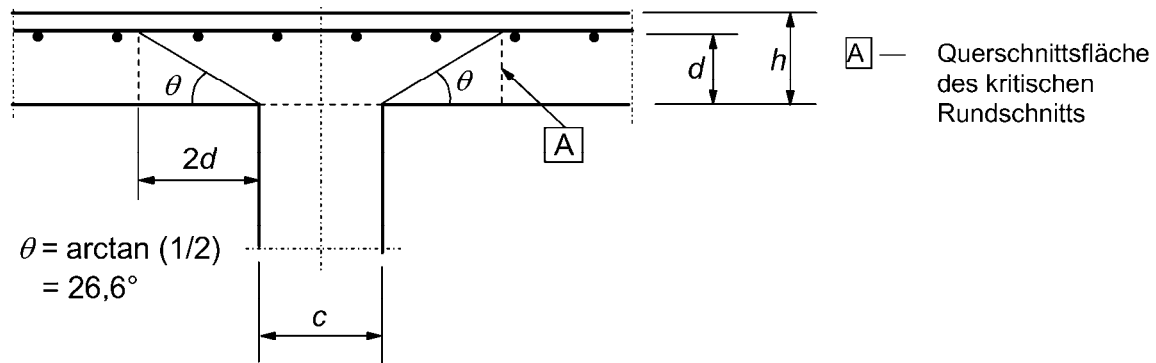
(2)P Durchstanzen kann infolge konzentrierter Lasten oder Auflagerreaktionen eintreten, die auf einer relativ kleinen Lasteinleitungsfläche A_{load} auf Decken oder Fundamente einwirken.

(3) Ein geeignetes Bemessungsmodell für den Nachweis gegen Durchstanzen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in Bild 6.12 dargestellt.

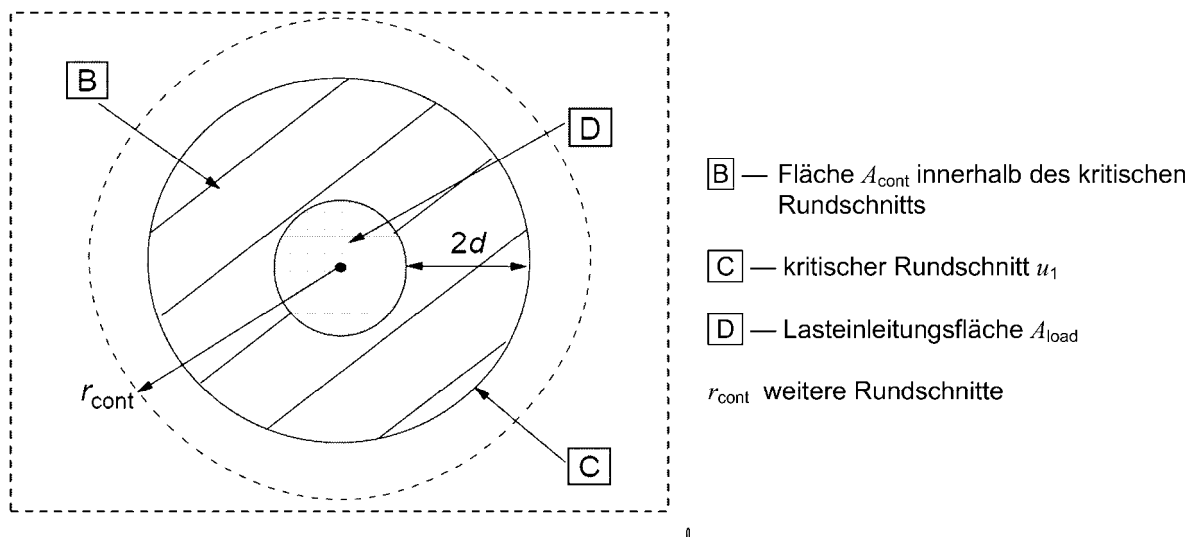
(4) Der Durchstanzwiderstand ist in der Regel am Stützenrand und entlang des kritischen Rundschnitts u_1 nachzuweisen. Wenn Durchstanzbewehrung erforderlich wird, ist ein weiterer Rundschnitt $u_{out,ef}$ (siehe Bild 6.22) zu ermitteln, in dem Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist.

(5) Die in 6.4 angegebenen Regeln gelten grundsätzlich für den Fall gleichmäßig verteilter Last. In bestimmten Fällen, wie beispielsweise Fundamenten, erhöht die Last innerhalb des kritischen Rundschnitts den Durchstanzwiderstand und darf bei der Bestimmung der Bemessungsschubspannung abgezogen werden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)



a) Querschnitt



b) Grundriss

Bild 6.12 — Bemessungsmodell für den Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.4.2 Lasteinleitung und Nachweisschnitte

(1) Der kritische Rundschnitt u_1 darf im Allgemeinen in einem Abstand von $2,0d$ von der Lasteinleitungsfläche angenommen werden und muss dabei in der Regel einen möglichst geringen Umfang aufweisen (siehe Bild 6.13).

Die statische Nutzhöhe der Platte wird als konstant angenommen und darf im Allgemeinen wie folgt ermittelt werden:

$$d_{\text{eff}} = (d_y + d_z) / 2 \quad (6.32)$$

wobei d_y und d_z die statischen Nutzhöhen der Bewehrung in zwei orthogonalen Richtungen sind.

(2) Rundschnitte in einem Abstand kleiner als $2d$ sind in der Regel zu berücksichtigen, wenn der konzentrierten Last ein hoher Gegendruck (z. B. Sohldruck auf das Fundament) oder die Auswirkungen einer Last oder einer Auflagerreaktion innerhalb eines Abstands von $2d$ vom Rand der Lasteinleitungsfläche entgegenstehen.

(3) Für Lasteinleitungsflächen, deren Rand nicht weiter als $6d$ von Öffnungen entfernt ist, ist ein der Öffnung zugewandter Teil des betrachteten Querschnitts als unwirksam zu betrachten. Dieser Umfangsabschnitt wird durch den Abstand der Schnittpunkte der Verbindungslinien mit dem betrachteten Querschnitt nach Bild (6.14) bestimmt.

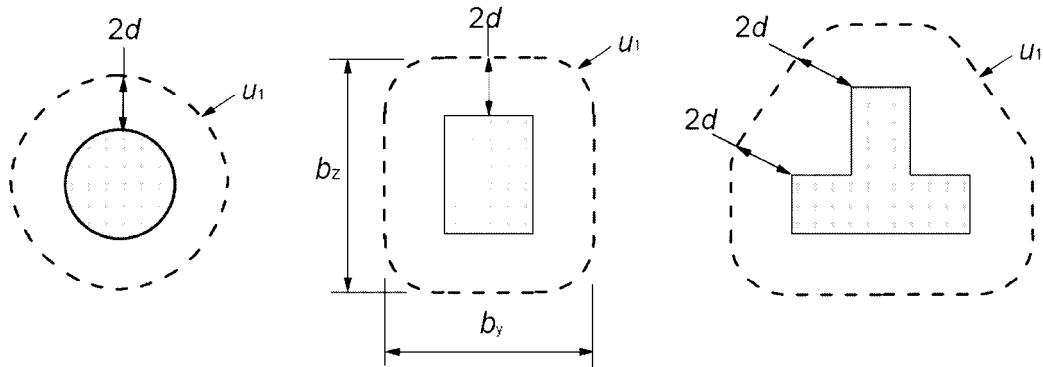


Bild 6.13 — Typische kritische Querschnitte um Lasteinleitungsflächen

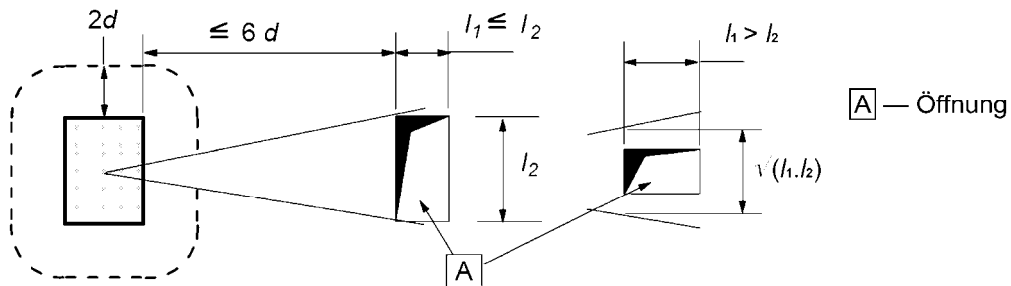


Bild 6.14 — Querschnitte in der Nähe von Öffnungen

(4) Bei Lasteinleitungsflächen, die sich in der Nähe eines freien Randes oder einer freien Ecke befinden, ist in der Regel der kritische Querschnitt nach Bild 6.15 anzunehmen, sofern dieser einen Umfang ergibt (ausschließlich des freien Randes), der kleiner als derjenige nach den Absätzen (1) und (2) ist.

(5) Bei Lasteinleitungsflächen nahe eines freien Randes oder einer Ecke, d. h. in einer Entfernung kleiner als d , ist in der Regel eine besondere Randbewehrung nach 9.3.1.4 einzulegen.

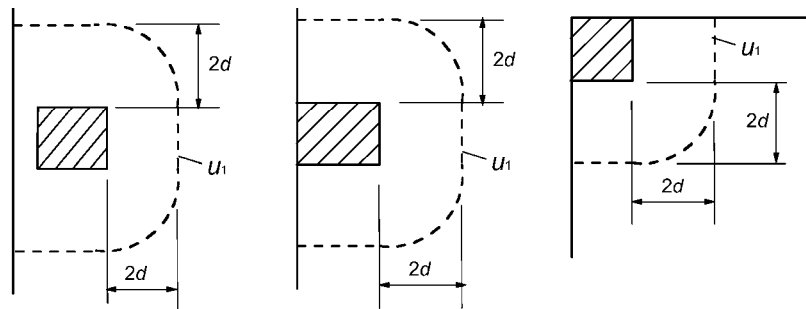


Bild 6.15 — Kritische Querschnitte um Lasteinleitungsflächen nahe eines Randes oder Ecke

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(6) Der Nachweisquerschnitt ergibt sich entlang des kritischen Rundschnitts mit der statischen Nutzhöhe d . Bei Platten mit konstanter Dicke verläuft der Nachweisquerschnitt senkrecht zur Mittelebene der Platte. Bei Platten oder Fundamenten mit veränderlicher Dicke (gilt nicht für Stufenfundamente) darf als wirksame statische Nutzhöhe die am Rand der Lasteinleitungsfläche auftretende statische Nutzhöhe wie in Bild 6.16 angenommen werden.

(7) Weitere Rundschnitte u_i innerhalb und außerhalb des kritischen Rundschnitts müssen in der Regel die gleiche Form wie der kritische Rundschnitt aufweisen.

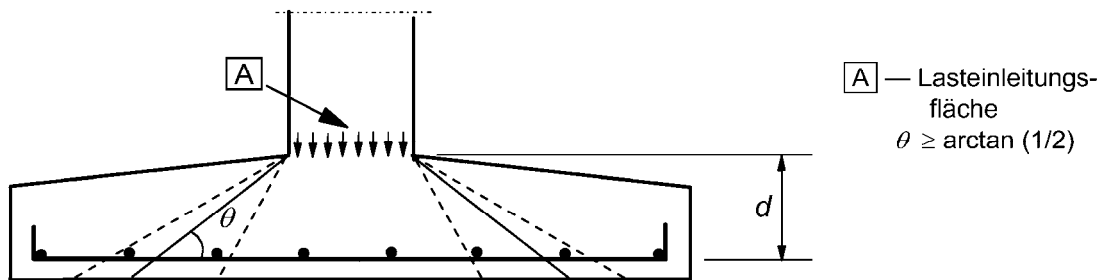


Bild 6.16 — Höhe der Querschnittsfläche des Rundschnitts in einem Fundament mit veränderlicher Dicke

(8) Bei Platten mit runder Stützenkopfverstärkung mit $l_H < 2h_H$ (siehe Bild 6.17) ist ein Nachweis der Durchstantragfähigkeit nach 6.4.3 nur in der Querschnittsfläche des Rundschnitts außerhalb der Stützenkopfverstärkung erforderlich. Der Abstand r_{cont} dieses Schnittes vom Schwerpunkt der Stützenquerschnittsfläche darf wie folgt ermittelt werden:

$$r_{\text{cont}} = 2d + l_H + 0,5c \quad (6.33)$$

Dabei ist

l_H der Abstand des Stützenrands vom Rand der Stützenkopfverstärkung;

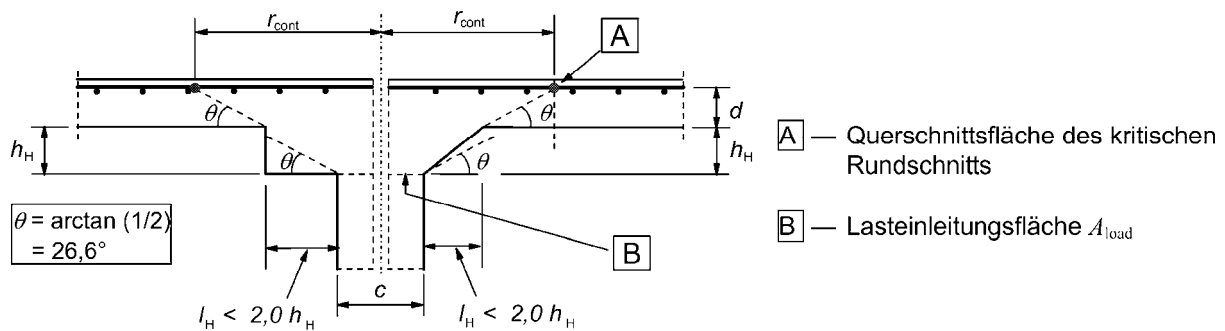
c der Durchmesser einer Stütze mit Kreisquerschnitt.

Bei Rechteckstützen mit einer rechteckigen Stützenkopfverstärkung $l_H < 2,0h_H$ (siehe Bild 6.17) und Gesamtabmessungen von l_1 und l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), darf r_{cont} als der kleinere der folgenden Werte angenommen werden:

$$r_{\text{cont}} = 2d + 0,56 \sqrt{l_1 \cdot l_2} \quad (6.34)$$

und

$$r_{\text{cont}} = 2d + 0,69 l_1 \quad (6.35)$$


Bild 6.17 — Platte mit Stützenkopfverstärkung mit $l_H < 2,0 h_H$

(9) Bei Platten mit Stützenkopfverstärkung mit $l_H > 2h_H$ (siehe Bild 6.18) sind in der Regel die Querschnitte der Rundschnitte sowohl innerhalb der Stützenkopfverstärkung als auch in der Platte nachzuweisen.

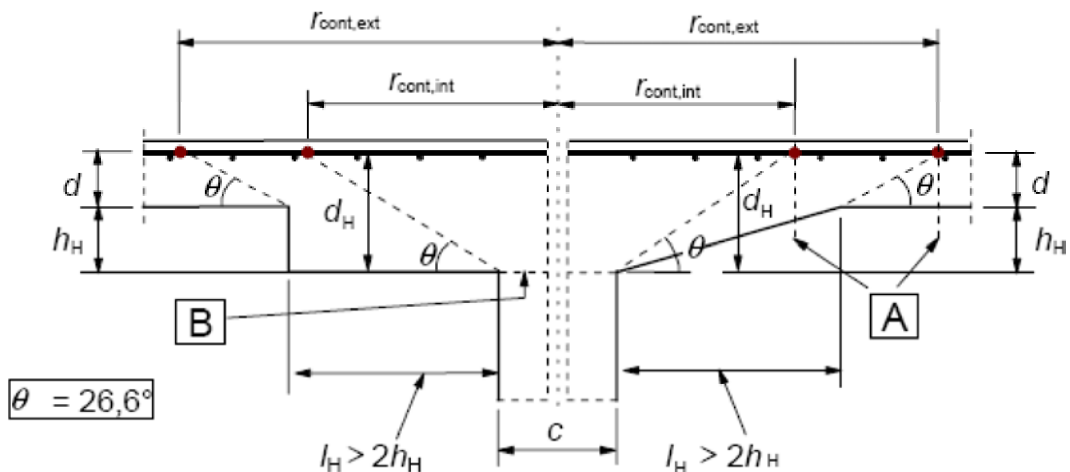
(10) Die Angaben aus 6.4.2 und 6.4.3 gelten ebenfalls für Nachweise innerhalb der Stützenkopfverstärkung mit $d = d_H$ gemäß Bild 6.18.

(11) Bei Stützen mit Kreisquerschnitt dürfen die Abstände vom Schwerpunkt der Stützenquerschnittsfläche zu den Querschnittsflächen der Rundschnitte in Bild 6.18 wie folgt ermittelt werden:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c \quad (6.36)$$

$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0,5c \quad (6.37)$$

AC


Bild 6.18 — Platte mit Stützenkopfverstärkung mit $l_H \geq 2 h_H$ **AC**

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

6.4.3 Nachweisverfahren

(1)P Die Durchstanznachweise sind am Stützenrand und entlang des kritischen Rundschnitts u_1 zu führen. Wenn Durchstanzbewehrung erforderlich wird, ist ein weiterer Rundschnitt $u_{out,ef}$ (siehe Bild 6.22) zu ermitteln, für den Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist. Folgende Bemessungswerte des Durchstanzwiderstands $[N/mm^2]$ der Querschnittsfläche der Rundschnitte werden definiert:

$v_{Rd,c}$ Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit einer Platte ohne Durchstanzbewehrung;

$v_{Rd,cs}$ Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit einer Platte mit Durchstanzbewehrung;

$v_{Rd,max}$ maximaler Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit.

(2) Die folgenden Nachweise sind in der Regel zu erbringen:

(a) Entlang des Umfangs der Stütze bzw. der Lasteinleitungsfläche darf der maximale Durchstanzwiderstand nicht überschritten werden:

$$\boxed{AC} \quad v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad \boxed{AC}$$

(b) Durchstanzbewehrung ist nicht erforderlich, falls:

$$\boxed{AC} \quad v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad \boxed{AC}$$

(c) Ist v_{Ed} größer als der Wert $v_{Rd,c}$ im kritischen Rundschnitt, ist in der Regel eine Durchstanzbewehrung gemäß 6.4.5. vorzusehen.

(3) Wenn die Auflagerreaktion ausmittig bezüglich des betrachteten Rundschnitts ist, ist in der Regel die maximale einwirkende Querkraft je Flächeneinheit wie folgt zu ermitteln:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (6.38)$$

Dabei ist

d die mittlere Nutzhöhe der Platte, die als $(d_y + d_z) / 2$ angenommen werden darf, mit:

d_y, d_z die statische Nutzhöhe der Platte in y- bzw. z- Richtung in der Querschnittsfläche des betrachteten Rundschnitts;

u_i der Umfang des betrachteten Rundschnitts;

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (6.39)$$

Dabei ist

u_1 der Umfang des kritischen Rundschnitts;

k ein Beiwert, der sich aus dem Verhältnis der Abmessungen der Stützen c_1 und c_2 ergibt: sein Wert gibt den Anteil des Momentes an, der durch eine nicht rotationssymmetrische Schubspannungsverteilung übertragen wird. Der restliche Anteil wird über Biegung und Torsion in die Stütze eingeleitet (siehe Tabelle 6.1);

W_1 eine Funktion des kritischen Rundschnitts u_1 zur Ermittlung der in Bild 6.19 dargestellten Querkraftverteilung

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl \quad (6.40)$$

dl das Differential des Umfangs;

e der Abstand von dl zur Achse, um die das Moment M_{Ed} wirkt.

Bei Rechteckstützen:

$$W_1 = c_1^2 / 2 + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 \quad (6.41)$$

Dabei ist

- c_1 die Abmessung der Stütze parallel zur Lastausmitte;
 c_2 die Abmessung der Stütze senkrecht zur Lastausmitte.

Tabelle 6.1 — Werte für k bei rechteckigen Lasteinleitungsflächen

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

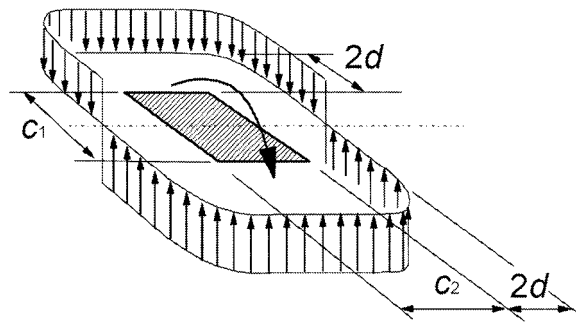


Bild 6.19 — Querkraftverteilung infolge eines Kopfmoments einer Innenstütze

Für Innenstützen mit Kreisquerschnitt folgt β aus der Gleichung:

$$\beta = 1 + 0,6 \pi \frac{e}{D + 4d} \quad (6.42)$$

AC Dabei ist

- D der Durchmesser der Stütze mit Kreisquerschnitt;
 e die Lastausmitte $e = M_{Ed} / V_{Ed}$. **AC**

Bei einer rechteckigen Innenstütze mit zu beiden Achsen ausmittiger Lasteinleitung darf die folgende Näherung für β verwendet werden:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (6.43)$$

Dabei ist

- e_y und e_z die Lastausmitten M_{Ed} / V_{Ed} jeweils bezogen auf y- und z-Achse;
 b_y und b_z die Abmessungen des betrachteten Rundschnitts (siehe Bild 6.13).

ANMERKUNG e_y resultiert aus einem Moment um die z-Achse und e_z aus einem Moment um die y-Achse.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(4) Bei Anschlüssen von Randstützen mit einer Lastausmitte rechtwinklig zum Plattenrand zum Platteninneren (infolge eines Moments um eine Achse parallel zum Plattenrand) und ohne Lastausmitte parallel zum Rand darf gemäß Bild 6.20a) von einer gleichmäßig entlang des kritischen Rundschnittes u_1^* verteilten Durchstanzquerkraft ausgegangen werden.

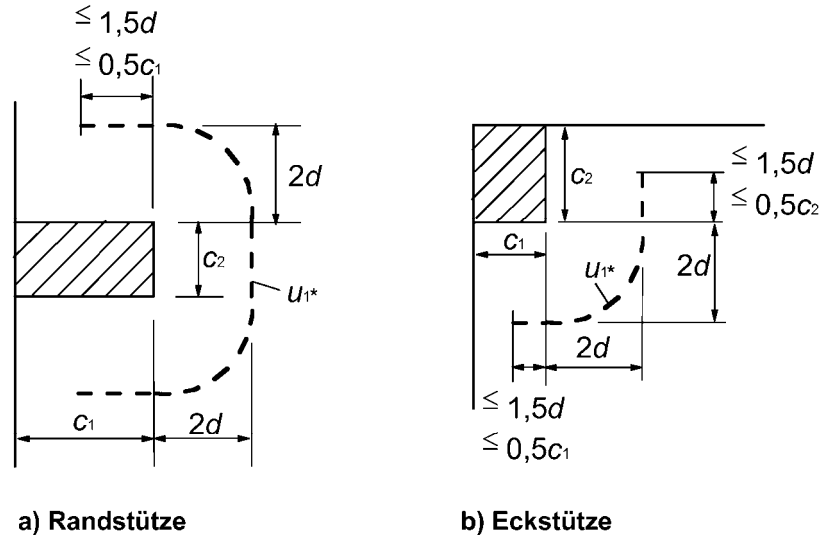


Bild 6.20 — Verminderter Rundschnitt u_1^*

Bei Lastausmitten in beide orthogonale Richtungen darf β wie folgt ermittelt werden:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{u_1}{W_1} e_{\text{par}} \quad (6.44)$$

Dabei ist

- u_1 der kritische Rundschnitt (siehe Bild 6.15);
- u_1^* der reduzierte kritische Rundschnitt (siehe Bild 6.20(a));
- e_{par} die parallel zum Plattenrand verlaufende Lastausmitte aus einem Moment um eine Achse senkrecht zum Plattenrand;
- k ein Wert, der aus Tabelle 6.1 ermittelt werden darf, wenn das Verhältnis c_1 / c_2 durch $c_1 / (2 \cdot c_2)$ ersetzt wird;
- W_1 für den kritischen Rundschnitt u_1 ermittelt (siehe Bild 6.13).

Bei einer Rechteckstütze, wie in Bild 6.20a) gilt:

$$W_1 = c_2^2 / 4 + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_1 \cdot d + 8 \cdot d^2 + \pi \cdot d \cdot c_2 \quad (6.45)$$

Wenn die Lastausmitte senkrecht zum Plattenrand nicht zum Platteninneren gerichtet ist, gilt Gleichung (6.39). Bei der Berechnung von W_1 ist in der Regel die Lastausmitte e von der Schwerachse des Rundschnittes aus zu berücksichtigen.

(5) Bei Anschlüssen von Eckstützen mit einer Lastausmitte zum Platteninneren wird angenommen, dass die Querkraft gemäß Bild 6.20b) gleichmäßig entlang dem reduzierten Rundschnitt u_1^* verteilt ist. Der Wert β darf dann wie folgt ermittelt werden:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (6.46)$$

Wenn die Lastausmitte nach außen gerichtet ist, gilt Gleichung (6.39).

(6) Bei Tragwerken, deren Stabilität gegen seitliches Ausweichen von der Rahmenwirkung zwischen Platten und Stützen unabhängig ist und bei denen sich die Spannweiten der angrenzenden Felder um nicht mehr als 25 % unterscheiden, dürfen Näherungswerte für β verwendet werden.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für β dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Bild 6.21N angegeben.

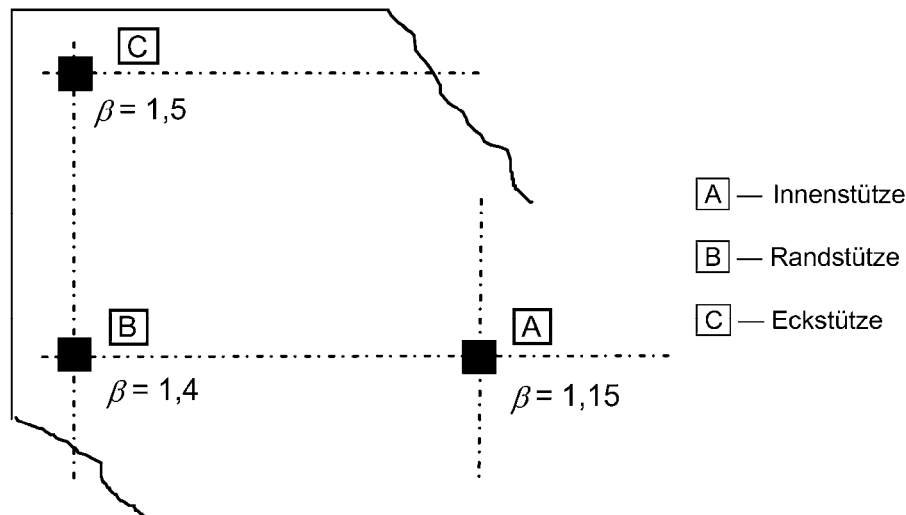


Bild 6.21N — Empfohlene Werte für β

(7) Bei einer konzentrierten Einzellast in der Nähe der punktförmigen Stütze einer Flachdecke ist eine Abminderung der Querkraft nach 6.2.2 (6) bzw. 6.2.3 (8) nicht zulässig.

(8) Die Querkraft V_{Ed} in einer Fundamentplatte darf um die günstige Wirkung des Sohldrucks abgemindert werden.

(9) Die vertikale Komponente V_{pd} infolge geneigter Spannglieder, die die Querschnittsfläche des betrachteten Rundschnitts schneiden, darf gegebenenfalls als günstige Einwirkung berücksichtigt werden.

6.4.4 Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente ohne Durchstanzbewehrung

(1) Der Durchstanzwiderstand einer Platte ist in der Regel für die Querschnittsfläche im kritischen Rundschnitt nach 6.4.2 zu bestimmen. Der Bemessungswert des Durchstanzwiderstands [N/mm²] darf wie folgt bestimmt werden:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (6.47)$$

Dabei ist

f_{ck} die charakteristische Betondruckfestigkeit [N/mm²];

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{mit } d \text{ in [mm];}$$

$$\rho = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 ;$$

ρ_{ly}, ρ_{lz} der Bewehrungsgrad bezogen auf die verankerte Zugbewehrung in z- bzw. y-Richtung. Die Werte ρ_{ly} und ρ_{lz} sind in der Regel als Mittelwerte unter Berücksichtigung einer Plattenbreite entsprechend der Stützenabmessung zuzüglich $3d$ pro Seite zu berechnen;

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2.$$

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Dabei ist

σ_{cy}, σ_{cz} jeweils die Betonnormalspannung in y- und z-Richtung im kritischen Querschnitt (N/mm², für Druck positiv):

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \text{und} \quad \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ jeweils die Normalkraft, die für Innenstützen im gesamten Feldbereich wirkt bzw. die Normalkraft, die für Rand- und Eckstützen im kritischen Nachweisschnitt wirkt. Diese Kraft kann durch eine Last oder durch Vorspannung entstehen;

A_c die Betonquerschnittsfläche gemäß der Definition von N_{Ed} .

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte $C_{Rd,c}$, v_{min} und k_1 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für $C_{Rd,c}$ ist $0,18 / \gamma_c$, für v_{min} ist er durch Gleichung (6.3N) gegeben und für k_1 ist er 0,1.

(2) Die Querkrafttragfähigkeit von Stützenfundamenten ist in der Regel in kritischen Rundschnitten innerhalb von $2d$ vom Stützenrand nachzuweisen.

Bei mittiger Belastung ist die resultierende einwirkende Kraft

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.48)$$

Dabei ist

V_{Ed} die einwirkende Querkraft;

ΔV_{Ed} die resultierende, nach oben gerichtete Kraft innerhalb des betrachteten Rundschnittes, d. h. der nach oben gerichtete Sohldruck abzüglich der Fundamenteigenlast.

$$v_{Ed} = V_{Ed,red} / (u \cdot d) \quad (6.49)$$

$$\boxed{AC} \quad v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot d / a \geq v_{min} \cdot 2 \cdot d \quad \boxed{AC} \quad (6.50)$$

Dabei ist

a der Abstand vom Stützenrand zum betrachteten Rundschnitt;

$C_{Rd,c}$ nach 6.4.4 (1);

v_{min} nach 6.4.4 (1);

k nach 6.4.4 (1).

Für ausmittige Lasten gilt

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \left[1 + k \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W} \right] \quad (6.51)$$

Dabei wird k in 6.4.3 (3) bzw. 6.4.3 (4) definiert und W entspricht W_1 , jedoch für den Rundschnitt u .

6.4.5 Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente mit Durchstanzbewehrung

(1) Ist Durchstanzbewehrung erforderlich, ist sie in der Regel gemäß Gleichung (6.52) zu ermitteln:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d / s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1 / (u_1 \cdot d)) \cdot \sin \alpha \quad [\text{N/mm}^2] \quad (6.52)$$

Dabei ist

- A_{sw} die Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung in einer Bewehrungsreihe um die Stütze [mm²];
 s_r der radiale Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen [mm];
 $f_{ywd,ef}$ der wirksame Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbewehrung, gemäß
 $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ [N/mm²];
 d der Mittelwert der statischen Nutzhöhen in den orthogonalen Richtungen [mm];
 α der Winkel zwischen Durchstanzbewehrung und Plattenebene.

Bei einer einzelnen Reihe aufgebogener Stäbe darf für das Verhältnis d / s_r in Gleichung (6.52) der Wert 0,67 angesetzt werden.

(2) Die Anforderungen für die bauliche Durchbildung der Durchstanzbewehrung sind in 9.4.3 enthalten.

(3) Am Stützenanschnitt ist die Durchstanztragfähigkeit begrenzt auf maximal:

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) \leq v_{Rd,max} \quad (6.53)$$

Dabei ist

- u_0 für eine Innenstütze $u_0 = \boxed{\text{AC}} \text{ umfassender minimaler Umfang, } \boxed{\text{AC}}$
für eine Randstütze $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$,
für eine Eckstütze $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$;

c_1, c_2 jeweils eine der Stützenabmessungen nach Bild 6.20;

$\boxed{\text{AC}}$ gestrichener Text $\boxed{\text{AC}}$

β siehe 6.4.3 (3), (4) und (5).

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert $v_{Rd,max}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $\boxed{\text{AC}} 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$ mit v nach Gleichung (6.6N). $\boxed{\text{AC}}$

(4) Der Rundschnitt u_{out} (bzw. $u_{out,ef}$ siehe Bild 6.22), für den Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist, ist in der Regel nach Gleichung (6.54) zu ermitteln:

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d) \quad (6.54)$$

Die äußerste Reihe der Durchstanzbewehrung darf in der Regel nicht weiter als $k \cdot d$ von u_{out} entfernt sein (bzw. $u_{out,ef}$ siehe Bild 6.22).

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,5.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

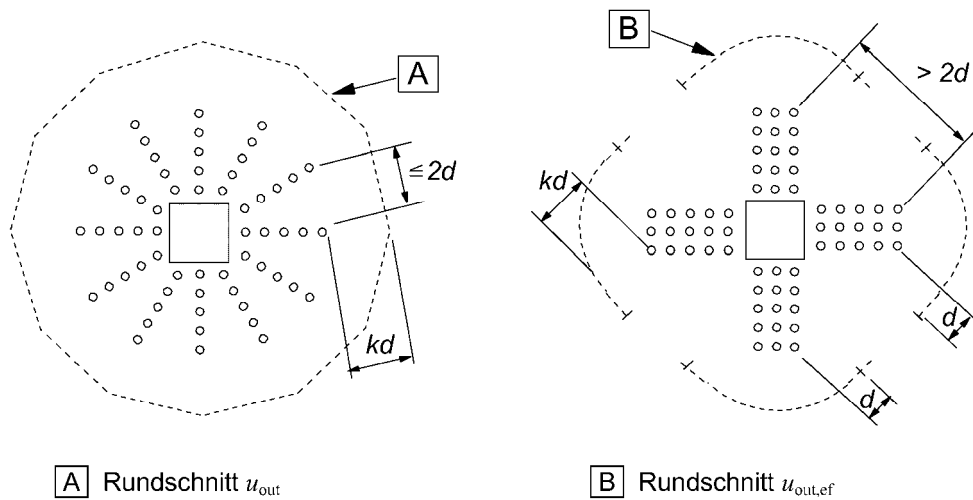


Bild 6.22 — Rundschnitte bei Innenstützen

(5) Bei Verwendung von speziellen Bewehrungselementen als Durchstanzbewehrung ist in der Regel $v_{Rd,cs}$ durch Versuche in Übereinstimmung mit den maßgebenden Europäischen Technischen Zulassungen zu bestimmen. Siehe auch 9.4.3.

6.5 Stabwerkmodelle

6.5.1 Allgemeines

(1)P Bei einer nichtlinearen Dehnungsverteilung (z. B. bei Auflagern, in der Nähe konzentrierter Lasten oder bei Scheiben) dürfen Stabwerkmodelle verwendet werden (siehe auch 5.6.4)

6.5.2 Bemessung der Druckstreben

(1) Der Bemessungswert der Druckfestigkeit für Betonstreben in einem Bereich mit Querdruck oder ohne Querzug darf mit Gleichung (6.55) bestimmt werden (siehe Bild 6.23).

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (6.55)$$

In Bereichen mit mehraxialem Druck darf ein höherer Bemessungswert der Festigkeit angesetzt werden.

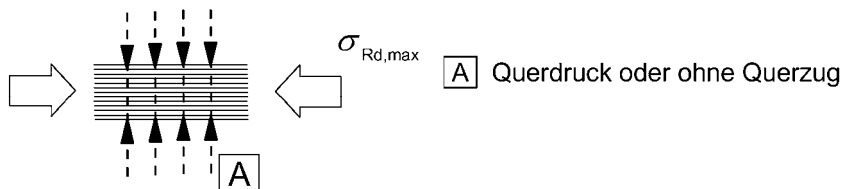


Bild 6.23 — Bemessungswert der Festigkeit von Betonstreben ohne Querzug

(2) Der Bemessungswert der Druckfestigkeit für Betonstreben in gerissenen Druckzonen ist in der Regel abzumindern und darf mit Gleichung (6.56) bestimmt werden, wenn keine genauere Berechnung erfolgt (siehe Bild 6.24).

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot \nu' \cdot f_{cd} \quad (6.56)$$

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert ν' darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist in Gleichung (6.57N) angegeben.

$$\nu' = 1 - f_{ck} / 250 \quad (6.57N)$$

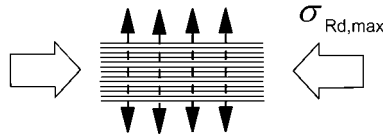


Bild 6.24 — Bemessungswert der Festigkeit von Betonstreben mit Querzug

(3) Für Druckstreben, die sich direkt zwischen Lastenleitungsflächen befinden, wie z. B. Konsolen oder kurze hohe Träger, sind alternative Berechnungsmethoden in 6.2.2 und 6.2.3 angegeben.

6.5.3 Bemessung der Zugstreben

(1) Der Bemessungswert der Festigkeit der Bewehrung in Zugstreben ist in der Regel gemäß 3.2 und 3.3 zu begrenzen.

(2) Die Bewehrung ist in der Regel in den Knoten ausreichend zu verankern.

(3) Die zur Aufnahme der Kräfte an konzentrierten Knoten benötigte Bewehrung darf verteilt werden (siehe Bild 6.25a) und b)). Die Bewehrung ist dabei in der Regel über den gesamten Bauteilbereich, in dem die Druck-Trajektorien gekrümmt sind (Zug- und Druckstreben), zu verteilen. Die Querzugkraft T darf folgendermaßen ermittelt werden:

a) in Bereichen mit begrenzter Ausbreitung der Druckspannung $b \leq H / 2$, siehe Bild 6.25a):

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (6.58)$$

b) in Bereichen mit unbegrenzter Ausbreitung der Druckspannung $b > H / 2$, siehe Bild 6.25b):

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F \quad (6.59)$$

6.5.4 Bemessung der Knoten

(1) Die Regeln dieses Abschnitts für Knoten gelten auch für die Bereiche konzentrierter Krafteinleitungen in Bauteile, die in den übrigen Bereichen nicht mit Stabwerkmodellen berechnet werden.

(2)P Die an einem Knoten angreifenden Kräfte müssen im Gleichgewicht sein. Querzugkräfte, die senkrecht zur Knotenebene wirken, sind dabei zu berücksichtigen.

(3) Die Dimensionierung und bauliche Durchbildung konzentrierter Knoten bestimmen maßgeblich deren Tragfähigkeit. Konzentrierte Knoten können sich z. B. bei Einzellasten, an Auflagern, in Verankerungsbereichen mit Konzentration von Bewehrung oder Spanngliedern, an Biegungen von Bewehrungsstäben sowie an Anschlüssen und Ecken von Bauteilen ausbilden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(4) Die Bemessungsdruckfestigkeiten im Knoten dürfen wie folgt bestimmt werden:

a) in Druckknoten ohne Verankerung von Zugstreben (siehe Bild 6.26)

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot \nu' \cdot f_{cd} \quad (6.60)$$

b) in Druck-Zug-Knoten mit Verankerung von Zugstreben in einer Richtung (siehe Bild 6.27),

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot \nu' \cdot f_{cd} \quad (6.61)$$

c) in Druck-Zug-Knoten mit Verankerung von Zugstreben in mehrere Richtungen (siehe Bild 6.28),

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \cdot \nu' \cdot f_{cd} \quad (6.62)$$

[AC] wobei $\sigma_{Rd,max}$ die maximale Druckspannung ist, die an den Knotenrändern aufgebracht werden kann. Siehe 6.5.2 (2) für die Definition von ν' .

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte k_1 , k_2 und k_3 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind $k_1 = 1,0$, $k_2 = 0,85$ und $k_3 = 0,75$. **[AC]**

(5) Die Bemessungswerte für die Druckspannung nach 6.5.4 (4) dürfen um bis zu 10 % erhöht werden, wenn mindestens eine der unten aufgeführten Bedingungen zutrifft:

- dreiaxialer Druck ist gewährleistet;
- alle Winkel zwischen Druck- und Zugstreben $\geq 55^\circ$;
- die an Auflagern oder durch Einzellasten aufgetragenen Spannungen sind gleichmäßig verteilt und der Knoten ist durch Bügel gesichert;
- die Bewehrung ist in mehreren Lagen angeordnet;
- die Querdehnung des Knotens wird zuverlässig durch die Lager oder Reibung behindert.

(6) Dreiaxial gedrückte Knoten dürfen mit den Gleichungen (3.24) und (3.25), mit **[AC]** einer oberen Begrenzung **[AC]** von $\sigma_{Rd,max} = k_4 \cdot \nu' \cdot f_{cd}$ nachgewiesen werden, wenn für alle drei Richtungen der Streben die Lastverteilung bekannt ist.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_4 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 3,0.

(7) Die Verankerung der Bewehrung in den Druck-Zug-Knoten beginnt am Anfang des Knotens, d. h. sie beginnt beispielsweise bei einer Auflagerverankerung am Auflagerrand (siehe Bild 6.27). Die Verankerungslänge muss in der Regel über die gesamte Knotenlänge reichen. In bestimmten Fällen darf die Bewehrung auch hinter dem Knoten verankert werden. Zur Verankerung und zum Biegen der Bewehrung siehe Abschnitte 8.4 bis 8.6.

(8) Ebene Druckknoten, an denen sich drei Druckstreben treffen, dürfen gemäß Bild 6.26 nachgewiesen werden. Die maximale der gleichmäßig verteilten Knoten-Hauptspannungen (σ_{c0} , σ_{c1} , σ_{c2} , σ_{c3}) ist in der Regel gemäß 6.5.4 (4) a) nachzuweisen. Üblicherweise darf angenommen werden:

$$F_{cd,1} / a_1 = F_{cd,2} / a_2 = F_{cd,3} / a_3 \text{ entspricht } \sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}.$$

(9) Knoten an Biegungen von Bewehrungsstäben dürfen gemäß Bild 6.28 berechnet werden. Die mittleren Spannungen in den Druckstreben sind in der Regel gemäß 6.5.4 (5) nachzuweisen. Der Biegerollendurchmesser ist **[AC]** in der Regel gemäß 8.3 einzuhalten **[AC]**.

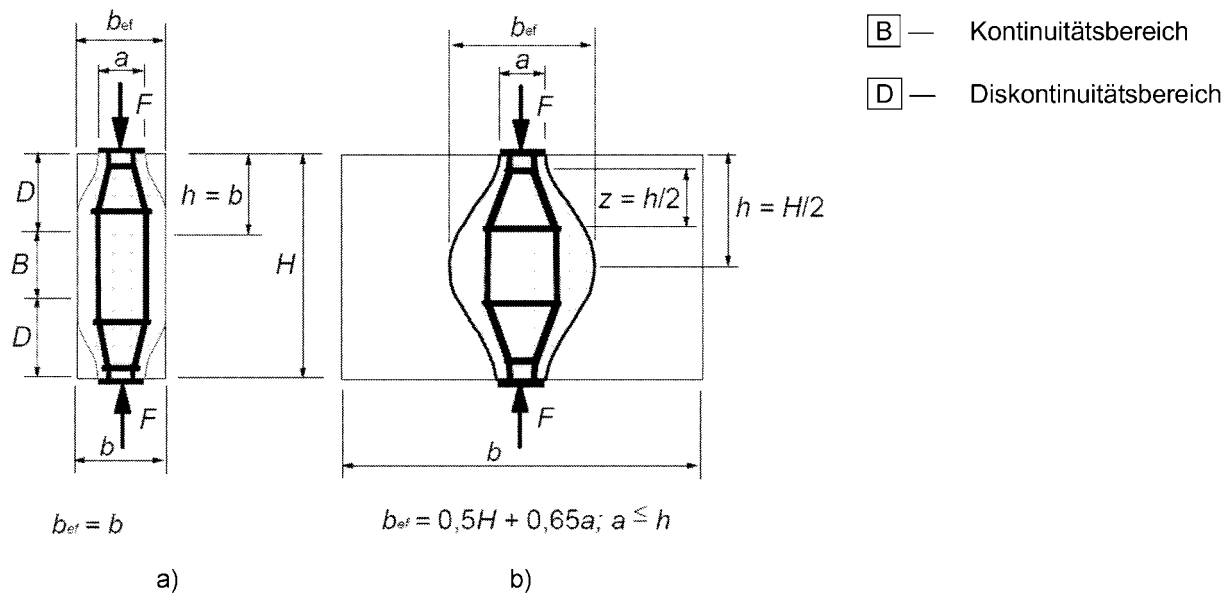


Bild 6.25 — Parameter zur Bestimmung der Querkraftkräfte in einem Druckfeld mit verteilter Bewehrung

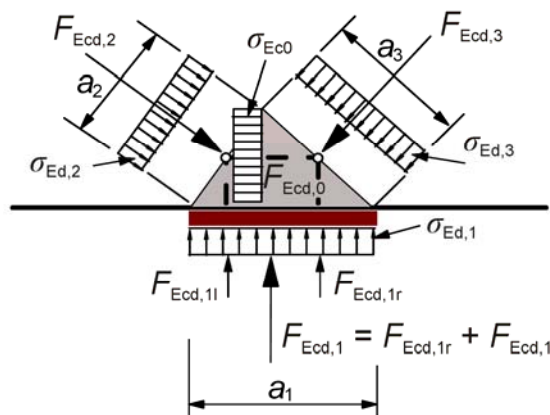


Bild 6.26 — Druckknoten ohne Verankerung von Zugstreben

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

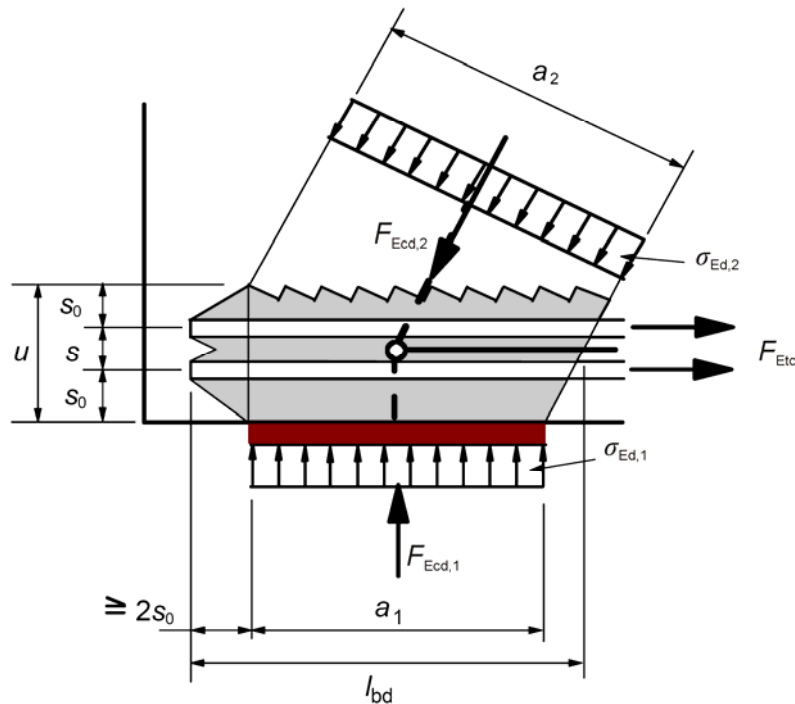


Bild 6.27 — Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in einer Richtung

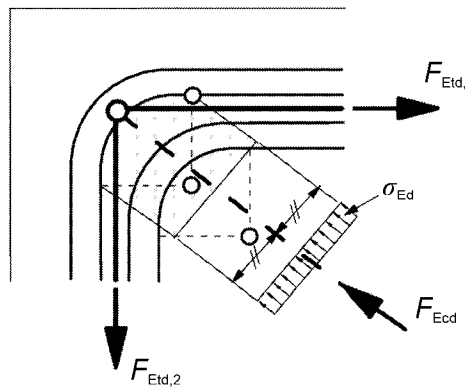


Bild 6.28 — Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in zwei Richtungen

6.6 Verankerung der Längsbewehrung und Stöße

(1)P Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit ist auf einen Wert begrenzt, der von den Oberflächeneigenschaften der Bewehrung, der Zugfestigkeit des Betons und der Umschnürung des umgebenden Betons abhängt. Diese wird von der Betondeckung, der Querbewehrung und dem Querdruck beeinflusst.

(2) Die erforderliche Verankerungs- bzw. Übergreifungslänge wird auf Grundlage einer konstanten Verbundspannung ermittelt.

(3) Die Anwendungsregeln für die Bemessung und bauliche Durchbildung von Verankerungen und Stößen sind in den Abschnitten 8.4 bis 8.9 enthalten.

6.7 Teilflächenbelastung

(1) Bei der Teilflächenbelastung müssen das lokale Bruchverhalten (siehe unten) und die Querkzugkräfte (siehe 6.5) berücksichtigt werden.

(2) Für eine gleichmäßige Lastverteilung auf einer Fläche A_{c0} (siehe Bild 6.29) darf die aufnehmbare Teilflächenlast wie folgt ermittelt werden:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.63)$$

Dabei ist

A_{c0} die Belastungsfläche;

A_{c1} die maximale rechnerische Verteilungsfläche mit geometrischer Ähnlichkeit zu A_{c0} .

(3) Die für die Aufnahme der Kraft F_{Rdu} vorgesehene rechnerische Verteilungsfläche A_{c1} muss in der Regel den nachfolgenden Bedingungen genügen:

- Für die zur Lastverteilung in Belastungsrichtung zur Verfügung stehende Höhe gelten die Bedingungen in Bild 6.29.
- Der Schwerpunkt der Fläche A_{c1} muss in der Regel in Belastungsrichtung mit dem Schwerpunkt der Belastungsfläche A_{c0} übereinstimmen.
- Wirken auf den Betonquerschnitt mehrere Druckkräfte, so dürfen sich die rechnerischen Verteilungsflächen innerhalb der Höhe h nicht überschneiden.

Der Wert von F_{Rdu} ist in der Regel zu verringern, wenn die Last nicht gleichmäßig über die Fläche A_{c0} verteilt ist oder wenn hohe Querkkräfte vorhanden sind.

(4) Die durch die Teilflächenbelastung entstehenden Querkzugkräfte sind in der Regel durch Bewehrung aufzunehmen.

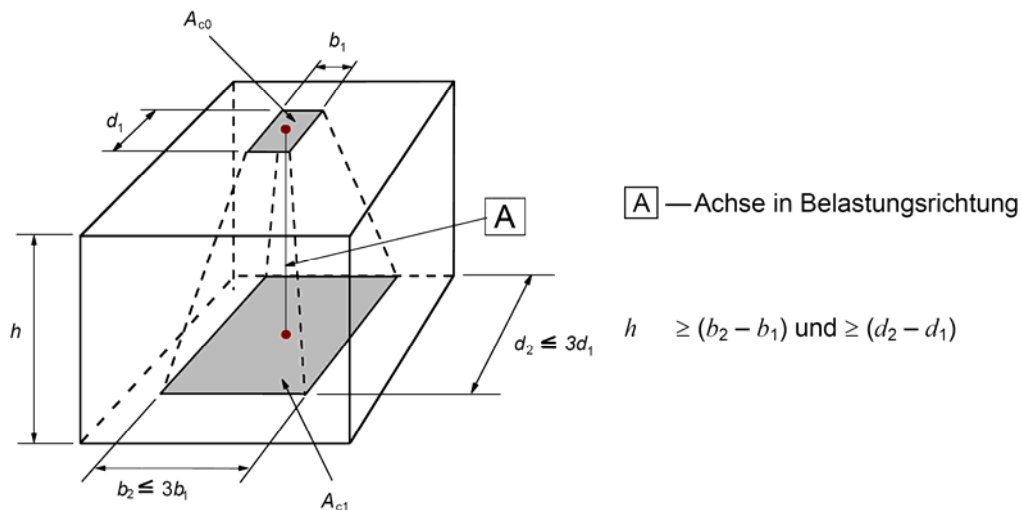


Bild 6.29 — Ermittlung der Flächen für Teilflächenbelastung

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

6.8 Nachweis gegen Ermüdung

6.8.1 Allgemeines

(1)P In speziellen Fällen muss bei Tragwerken der Nachweis gegen Ermüdung erbracht werden. Dieser Nachweis ist für Beton und Stahl getrennt zu führen.

(2) Im Allgemeinen sind Tragwerke und tragende Bauteile, die regelmäßigen Lastwechseln unterworfen sind, gegen Ermüdung zu bemessen (z. B. Kranbahnen, Brücken mit hohem Verkehrsaufkommen).

6.8.2 Innere Kräfte und Spannungen beim Nachweis gegen Ermüdung

(1)P Die Ermittlung der Spannungen muss auf der Grundlage gerissener Querschnitte unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit, jedoch bei Einhaltung der Verträglichkeit der Dehnungen erfolgen.

(2)P Das unterschiedliche Verbundverhalten von Betonstahl und Spannstahl ist durch Erhöhung der unter Annahme starren Verbunds berechneten Betonstahlspannungen mit dem Faktor η zu berücksichtigen:

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi (\phi_s / \phi_p)}} \quad (6.64)$$

Dabei ist

A_s die Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung;

A_p die Querschnittsfläche der Spannstahlbewehrung;

ϕ_s der größte Durchmesser der Betonstahlbewehrung;

ϕ_p der Durchmesser oder äquivalente Durchmesser der Spannstahlbewehrung:

$\phi_p = 1,6 \sqrt{A_p}$ für Bündelspannglieder,

$\phi_p = 1,75 \phi_{\text{wire}}$ für Einzellitzen mit 7 Drähten,

$\phi_p = 1,20 \phi_{\text{wire}}$ für Einzellitzen mit 3 Drähten,

dabei ist ϕ_{wire} der Durchmesser des Drahts;

ξ das Verhältnis der Verbundfestigkeit von im Verbund liegenden Spanngliedern zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl im Beton. Der Wert ist der maßgebenden Europäischen Technischen Zulassung zu entnehmen. Sollte dieser Wert nicht verfügbar sein, dürfen die Werte in Tabelle 6.2 verwendet werden.

Tabelle 6.2 — Verhältnis ξ der Verbundfestigkeit von Spannstahl zur Verbundfestigkeit von Betonstahl

Spannstahl	ξ		
	sofortiger Verbund	nachträglicher Verbund	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
glatte Stäbe und Drähte	nicht anwendbar	0,3	0,15
Litzen	0,6	0,5	0,25
profilierte Drähte	0,7	0,6	0,3
gerippte Stäbe	0,8	0,7	0,35
ANMERKUNG Für Werte zwischen C50/60 und C70/85 darf interpoliert werden.			

(3) Bei der Bemessung der Querkraftbewehrung darf die Druckstrebenneigung θ_{fat} mit Hilfe eines Stabwerkmodells oder gemäß Gleichung (6.65) ermittelt werden.

$$\tan \theta_{\text{fat}} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0 \quad (6.65)$$

Dabei ist

θ der bei der Bemessung im GZT (siehe 6.2.3) angesetzte Winkel zwischen Betondruckstreben und Trägerachse.

6.8.3 Einwirkungskombinationen

(1)P Zur Berechnung der Schwingbreiten muss eine Unterteilung in nichtzyklische und zyklische ermüdungswirksame Einwirkungen (Anzahl von wiederholten Lasteinwirkungen) erfolgen.

(2)P Die Grundkombination der nichtzyklischen Einwirkungen entspricht der häufigen Einwirkungskombination im GZG:

$$E_d = E \{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\} \text{ mit } j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

Die Einwirkungskombination in geschweiften Klammern $\{ \}$, (Grundkombination) kann wie folgt dargestellt werden:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

ANMERKUNG $Q_{k,1}$ und $Q_{k,i}$ sind nichtzyklische, veränderliche Einwirkungen.

(3)P Die zyklische Einwirkung muss mit der ungünstigen Grundkombination kombiniert werden:

$$E_d = E \{ \{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\}; Q_{\text{fat}} \} \text{ mit } j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

Die Einwirkungskombination in geschweiften Klammern $\{ \}$, (Grundkombination zuzüglich zyklischer Einwirkung), kann wie folgt dargestellt werden:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) "+" Q_{\text{fat}} \quad (6.69)$$

Dabei ist

Q_{fat} die maßgebende Ermüdungsbelastung (z. B. Verkehrslast nach EN 1991 oder andere zyklische Einwirkungen).

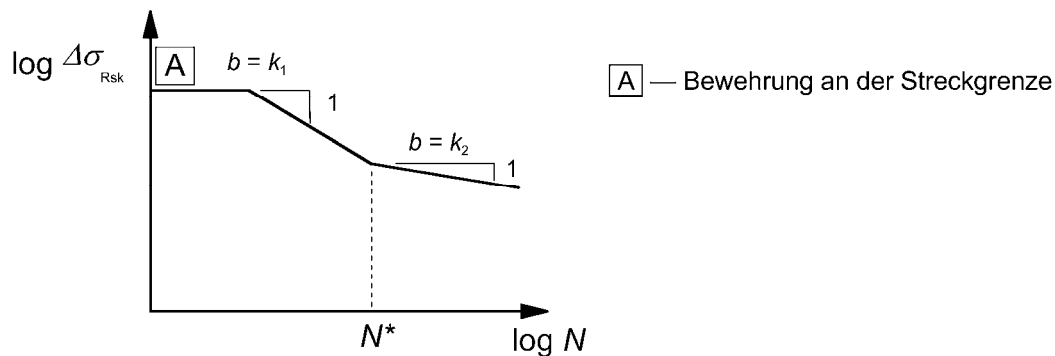
6.8.4 Nachweisverfahren für Betonstahl und Spannstahl

(1) Für die Schädigung infolge von Spannungswechseln mit einer Schwingbreite $\Delta\sigma$ dürfen die entsprechenden Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Betonstahl und Spannstahl nach Bild 6.30 angesetzt werden. Dabei ist in der Regel die Einwirkung mit $\gamma_{\text{f,fat}}$ zu multiplizieren. Die aufnehmbare Schwingbreite für N^* Lastzyklen $\Delta\sigma_{\text{Rsk}}$ ist in der Regel durch den Sicherheitsbeiwert $\gamma_{\text{s,fat}}$ zu dividieren.

ANMERKUNG 1  Der Wert für $\gamma_{\text{f,fat}}$ ist in 2.4.2.3 (1) angegeben. 

ANMERKUNG 2 Die landesspezifischen Werte für die Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Betonstahl und Spannstahl dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in den Tabellen 6.3N und 6.4N enthalten.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)



**Bild 6.30 — Form der charakteristischen Ermüdungsfestigkeitskurve
(Wöhlerlinien für Beton- und Spannstahl)**

Tabelle 6.3N — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Betonstahl

Art der Bewehrung	N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm ²] bei N^* Zyklen
		k_1	k_2	
gerade und gebogene Stäbe ¹⁾	10^6	5	9	162,5
geschweißte Stäbe und Stahlmatten	10^7	3	5	58,5
Kopplungen	10^7	3	5	35
1) Die Werte für $\Delta\sigma_{Rsk}$ gelten für gerade Stäbe. Werte für gebogene Stäbe sind in der Regel mit Hilfe des Abminderungsbeiwerts $\zeta = 0,35 + 0,026 D/\phi$ zu ermitteln. Dabei ist D der Biegerolldurchmesser; ϕ der Stabdurchmesser.				

Tabelle 6.4N — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Spannstahl

Spannstahl	N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm ²] bei N^* Zyklen
		k_1	k_2	
im sofortigen Verbund	10^6	5	9	185
im nachträglichen Verbund				
— Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185
— gerade Spannglieder, gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	10	150
— gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	5	7	120
— Kopplungen	10^6	5	5	80

(2) Treten Spannungswechsel mit unterschiedlichen Schwingbreiten auf, dürfen die Schädigungen nach der *Palmgren-Miner*-Regel addiert werden. Dabei muss in der Regel die Schädigungssumme D_{Ed} für den Stahl infolge der maßgebenden Ermüdungsbelastung folgende Bedingung erfüllen:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.70)$$

Dabei ist

$n(\Delta\sigma_i)$ die Zahl der aufgetragenen Lastwechsel für eine Schwingbreite $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ die Zahl der aufnehmbaren Lastwechsel für eine Schwingbreite $\Delta\sigma_i$.

(3)P In Betonstahl oder Spannstahl dürfen die unter Ermüdungsbelastungen ermittelten Spannungen den Bemessungswert der Streckgrenze nicht überschreiten.

(4) Die Streckgrenze ist in der Regel anhand von Zugfestigkeitsprüfungen am verwendeten Stahl nachzuweisen.

(5) Werden die Regeln aus 6.8 für ein bestehendes Tragwerk zur Bewertung der Restlebensdauer oder zur Prüfung einer Verstärkung verwendet und Korrosion hat bereits eingesetzt, darf die Schwingbreite bestimmt werden, indem der Spannungsexponent k_2 für gerade und gebogene Stäbe vermindert wird.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_2 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 5.

(6)P Die Schwingbreite von geschweißten Stäben darf nicht über der für gerade oder gebogene Stäbe liegen.

6.8.5 Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Schwingbreiten

(1) Anstelle eines expliziten Nachweises der Betriebsfestigkeit nach 6.8.4 darf der Nachweis gegen Ermüdung bei Standardfällen mit bekannten Belastungen (Eisenbahn- und Straßenbrücken) auch wie folgt geführt werden:

- über schädigungsäquivalente Schwingbreiten für Stahl nach 6.8.5 (3),
- über schädigungsäquivalente Druckspannungen für Beton nach 6.8.7.

(2) Bei der schadensäquivalenten Schwingbreite wird das tatsächliche Spannungskollektiv zu einer einstufigen Beanspruchung mit N^* Zyklen ersetzt. EN 1992-2 enthält für maßgebende Ermüdungsbelastungen Modelle und Verfahren zur Berechnung der äquivalenten Schwingbreiten $\Delta\sigma_{S,eq}$ für Überbauten von Straßen- und Eisenbahnbrücken.

(3) Für Betonstahl oder Spannstahl und Kopplungen darf ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung angenommen werden, wenn Gleichung (6.71) erfüllt wird:

$$\boxed{AC} \gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \boxed{AC} \quad (6.71)$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ die Schwingbreite bei N^* Lastzyklen aus den entsprechenden Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) in Bild 6.30.

ANMERKUNG Siehe auch Tabellen 6.3N und 6.4N.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

$\Delta\sigma_{S, \text{equ}}(N^*)$ die schädigungsäquivalente Schwingbreite für verschiedene Bewehrungsarten unter Berücksichtigung der Anzahl der Lastwechsel N^* . Für den Hochbau darf $\Delta\sigma_{S, \text{equ}}(N^*)$ näherungsweise zu $\Delta\sigma_{S, \text{max}}$ angenommen werden;

$\Delta\sigma_{S, \text{max}}$ die maximale Stahlspannungsamplitude unter der maßgebenden ermüdungswirksamen Einwirkungskombination.

6.8.6 Vereinfachte Nachweise

(1) Für nicht geschweißte Bewehrungsstäbe unter Zugbeanspruchung darf ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung angenommen werden, wenn die Schwingbreite unter der häufigen zyklischen Einwirkung mit der Grundkombination $\Delta\sigma_s \leq k_1$ ist.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_1 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 70 N/mm².

Für geschweißte Bewehrungsstäbe unter Zugbeanspruchung darf ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung angenommen werden, wenn die Schwingbreite unter der häufigen zyklischen Einwirkung mit der Grundkombination $\Delta\sigma_s \leq k_2$ ist.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_2 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 35 N/mm².

(2) Als Vereinfachung zu Absatz (1) darf der Nachweis auch unter Verwendung der häufigen Einwirkungskombination geführt werden. Kann dieser erbracht werden, sind keine weiteren Überprüfungen nötig.

(3) Bei geschweißten Verbindungen oder Kopplungen in Spannbetonbauteilen muss der Betonquerschnitt im Bereich von 200 mm um Spannglieder oder Betonstahleinlagen unter der häufigen Einwirkungskombination und einer um den Beiwert k_3 abgeminderten mittleren Vorspannkraft P_m in der Regel überdrückt sein.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_3 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,9.

6.8.7 Nachweis gegen Ermüdung des Betons unter Druck oder Querkraftbeanspruchung

(1) Ausreichender Widerstand gegen Ermüdung darf für Beton unter Druck angenommen werden, wenn die nachfolgende Bedingung erfüllt ist:

$$E_{cd, \text{max}, \text{equ}} + 0,43 \sqrt{1 - R_{\text{equ}}} \leq 1 \quad (6.72)$$

Dabei ist

$$R_{\text{equ}} = E_{cd, \text{min}, \text{equ}} / E_{cd, \text{max}, \text{equ}} \quad (6.73)$$

$$E_{cd, \text{min}, \text{equ}} = \sigma_{cd, \text{min}, \text{equ}} / f_{cd, \text{fat}} \quad (6.74)$$

$$E_{cd, \text{max}, \text{equ}} = \sigma_{cd, \text{max}, \text{equ}} / f_{cd, \text{fat}} \quad (6.75)$$

Dabei ist

R_{equ} das Verhältnis der Spannungen;

$E_{cd, \text{min}, \text{equ}}$ das minimale Niveau der Druckspannung;

$E_{cd, \text{max}, \text{equ}}$ das maximale Niveau der Druckspannung;

$\sigma_{cd, \text{max}, \text{equ}}$ die Oberspannung der Dauerschwingfestigkeit mit einer Anzahl von N Zyklen;

$\sigma_{cd, \text{min}, \text{equ}}$ die Unterspannung der Dauerschwingfestigkeit mit einer Anzahl von N Zyklen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert N ($\leq 10^6$ Zyklen) darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $N = 10^6$.

$f_{cd,fat}$ Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons beim Nachweis gegen Ermüdung gemäß Gleichung (6.76)

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.76)$$

Dabei ist

$\beta_{cc}(t_0)$ der Beiwert für die Betonfestigkeit bei Erstbelastung (siehe 3.1.2 (6));

t_0 der Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_1 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für $N = 10^6$ Zyklen ist 0,85.

(2) Ausreichender Widerstand gegen Ermüdung darf für Beton unter Druck angenommen werden, wenn die nachfolgende Bedingung erfüllt ist:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 \text{ für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 0,8 \text{ für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

Dabei ist

$\sigma_{c,max}$ die maximale Druckspannung unter der häufigen Einwirkungskombination (Druckspannungen positiv bezeichnet);

$\sigma_{c,min}$ die minimale Druckspannung an der gleichen Stelle, wo $\sigma_{c,max}$ auftritt. Ist $\sigma_{c,min}$ eine Zugspannung, dann gilt $\sigma_{c,min} = 0$.

(3) Gleichung (6.77) darf auch für die Druckstreben von querkraftbeanspruchten Bauteilen angewendet werden. In diesem Fall ist in der Regel die Betondruckfestigkeit $f_{cd,fat}$ mit dem Festigkeitsabminderungsbeiwert ν zu reduzieren (siehe 6.2.2 (6)).

(4) Bei Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung darf ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung des Betons bei Querkraftbeanspruchung als gegeben angesehen werden, wenn die folgenden Bedingungen eingehalten sind:

— für $V_{Ed,min} / V_{Ed,max} \geq 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \begin{cases} \leq 0,9 \text{ bis C50/60} \\ \leq 0,8 \text{ ab C55/67} \end{cases} \quad (6.78)$$

— für $V_{Ed,min} / V_{Ed,max} < 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad (6.79)$$

Dabei ist

$V_{Ed,max}$ der Bemessungswert der maximalen Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination;

$V_{Ed,min}$ der Bemessungswert der minimalen Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination in dem Querschnitt, in dem $V_{Ed,max}$ auftritt;

$V_{Rd,c}$ der Bemessungswert des Querkraftwiderstands nach Gleichung (6.2a).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

7 NACHWEISE IN DEN GRENZZUSTÄNDEN DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZG)

7.1 Allgemeines

(1)P Dieser Abschnitt gilt für die üblichen Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit. Diese sind:

- Begrenzung der Spannungen (siehe 7.2),
- Begrenzung der Rissbreiten (siehe 7.3),
- Begrenzung der Verformungen (siehe 7.4).

Weitere Grenzzustände (wie z. B. Schwingungen) können bei bestimmten Tragwerken von Bedeutung sein, werden in dieser Norm allerdings nicht behandelt.

(2) Bei der Ermittlung von Spannungen und Verformungen ist in der Regel von ungerissenen Querschnitten auszugehen, wenn die Biegezugspannung $f_{ct,eff}$ nicht überschreitet. Der Wert für $f_{ct,eff}$ darf zu f_{ctm} oder $f_{ctm,fl}$ angenommen werden, wenn die Berechnung der Mindestzugbewehrung auch auf Grundlage dieses Wertes erfolgt. Für die Nachweise von Rissbreiten und bei der Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug ist in der Regel f_{ctm} zu verwenden.

7.2 Begrenzung der Spannungen

(1)P Die Betondruckspannungen müssen begrenzt werden, um Längsrisse, Mikrorisse oder starkes Kriechen zu vermeiden, falls diese zu Beeinträchtigungen der Funktion des Tragwerks führen können.

(2) Es kann zu Längsrissen kommen, wenn die Spannungen unter der charakteristischen Einwirkungskombination einen kritischen Wert übersteigen. Diese Rissbildung kann die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen. In Bauteilen unter den Bedingungen der Expositionsklassen XD, XF und XS (siehe Tabelle 4.1) sollten die Betondruckspannungen auf den Wert $k_1 \cdot f_{ck}$ begrenzt werden, wenn keine anderen Maßnahmen, wie z. B. eine Erhöhung der Betondeckung in der Druckzone oder eine Umschnürung der Druckzone durch Querbewehrung getroffen werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_1 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,6.

(3) Beträgt die Betondruckspannung unter quasi-ständiger Einwirkungskombination weniger als $k_2 \cdot f_{ck}$, darf von linearem Kriechen ausgegangen werden. Übersteigt die Betondruckspannung $k_2 \cdot f_{ck}$, ist in der Regel nicht-lineares Kriechen zu berücksichtigen (siehe 3.1.4).

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_2 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,45.

(4)P Zur Vermeidung nichtelastischer Dehnungen, unzulässiger Rissbildungen und Verformungen müssen die Zugspannungen in der Bewehrung begrenzt werden.

(5) Wenn die Zugspannung in der Bewehrung unter der charakteristischen Einwirkungskombination $k_3 \cdot f_{yk}$ nicht übersteigt, darf davon ausgegangen werden, dass für das Erscheinungsbild unzulässige Rissbildungen und Verformungen vermieden werden. Zugspannungen infolge indirekter Einwirkung sind in der Regel auf $k_4 \cdot f_{yk}$ zu begrenzen.

Die Spannstahlspannungen infolge des Mittelwertes der Vorspannkraft dürfen in der Regel $k_5 \cdot f_{pk}$ nicht überschreiten.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für k_3 , k_4 und k_5 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind 0,8, 1 bzw. 0,75.

7.3 Begrenzung der Rissbreiten

7.3.1 Allgemeines

(1) Die Rissbreite ist so zu begrenzen, dass die ordnungsgemäße Nutzung des Tragwerks, sein Erscheinungsbild und die Dauerhaftigkeit nicht beeinträchtigt werden.

(2) Rissbildung tritt bei Stahlbetontragwerken auf, welche durch Biegung, Querkraft, Torsion oder Zugkräfte beansprucht werden, die aufgrund direkter Last oder durch behinderte bzw. aufgebrachte Verformungen auftreten.

(3) Risse im Beton können auch aus anderen Gründen, z. B. aus plastischem Schwinden oder chemischen Reaktionen mit Volumenänderung auftreten. Die Vermeidung und die Begrenzung der Breite solcher Risse sind in diesem Kapitel nicht geregelt.

(4) Die Rissbreite muss nicht begrenzt werden, wenn der ordnungsgemäße Gebrauch des Tragwerks nicht beeinträchtigt wird.

(5) Ein $\langle AC \rangle$ Grenzwert $w_{\max}$ für die rechnerische Rissbreite $w_k \langle AC \rangle$ ist in der Regel unter Berücksichtigung des geplanten Gebrauchs und der Art des Tragwerks sowie der Kosten der Rissbreitenbegrenzung festzulegen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert $w_{\max}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte für die maßgebenden Expositionsklassen sind in Tabelle 7.1N enthalten.

Tabelle 7.1N — Empfohlene Werte für $w_{\max}$ (mm)

Expositionsklasse	Stahlbetonbauteile bzw. Spannbetonbauteile mit Spanngliedern ohne Verbund	Spannbetonbauteile mit Spanngliedern im Verbund
	quasi-ständige Einwirkungskombination	häufige Einwirkungskombination
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
AC XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3 AC		Dekompression

1) Bei den Expositionsklassen X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird zur allgemeinen Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes festgelegt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.

2) Bei diesen Expositionsklassen ist in der Regel zusätzlich die Dekompression unter quasi-ständiger Einwirkungskombination zu prüfen.

Fehlen spezifische Anforderungen (z. B. Wasserundurchlässigkeit), darf davon ausgegangen werden, dass hinsichtlich des Erscheinungsbilds und der Dauerhaftigkeit die Begrenzung der zulässigen Rissbreiten für Stahlbetonbauteile im Hochbau unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination auf die Werte von $w_{\max}$ gemäß Tabelle 7.1N, im Allgemeinen ausreicht.

Die Beeinflussung der Dauerhaftigkeit von Bauteilen aus Spannbeton durch Rissbildung kann maßgebend sein. Fehlen genauere Anforderungen, darf davon ausgegangen werden, dass die Begrenzung der rechnerischen Rissbreiten für Bauteile aus Spannbeton unter der häufigen Einwirkungskombination auf die Werte von $w_{\max}$ gemäß Tabelle 7.1N, ausreicht.

Der Nachweis der Dekompression verlangt, dass alle Teile des Spannglieds im Verbund oder des Hüllrohrs mindestens 25 mm tief im überdrückten Beton liegen.

(6) Für Bauteile mit Spanngliedern ausschließlich ohne Verbund, gelten die Anforderungen für Stahlbetonbauteile. Für Bauteile mit einer Kombination von Spanngliedern im und ohne Verbund gelten die Anforderungen an Spannbetonbauteile mit Spanngliedern im Verbund.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(7) Bei Bauteilen der Expositionsklasse XD3 können besondere Maßnahmen erforderlich werden. Die Wahl der entsprechenden Maßnahmen hängt von der Art des Angriffsrisikos ab.

(8) Bei Stabwerkmodellen, die an der Elastizitätstheorie orientiert sind, dürfen die aus den Stabkräften ermittelten Stahlspannungen beim Nachweis der Rissbreitenbegrenzung verwendet werden (siehe 5.6.4 (2)).

(9) Rissbreiten dürfen gemäß 7.3.4 berechnet werden. Alternativ dürfen vereinfachend die Durchmesser der Stäbe oder deren Abstände gemäß 7.3.3 begrenzt werden.

7.3.2 Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite

(1)P Zur Begrenzung der Rissbreiten ist eine Mindestbewehrung in der Zugzone erforderlich. Die Mindestbewehrung darf aus dem Gleichgewicht der Betonzugkraft unmittelbar vor der Rissbildung und der Zugkraft in der Bewehrung der Zugzone unter Berücksichtigung der Stahlspannung σ_s nach Absatz (2) ermittelt werden.

(2) Sofern nicht eine genauere Rechnung zeigt, dass ein geringerer Bewehrungsquerschnitt ausreicht, darf die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nach Gleichung (7.1) ermittelt werden. Bei gegliederten Querschnitten wie Hohlkästen oder Plattenbalken ist in der Regel die Mindestbewehrung für jeden Teilquerschnitt (Gurte und Stege) einzeln nachzuweisen.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (7.1)$$

Dabei ist

- $A_{s,min}$ die Mindestquerschnittsfläche der Betonstahlbewehrung innerhalb der Zugzone;
- A_{ct} die Fläche der Betonzugzone. Die Zugzone ist derjenige Teil des Querschnitts oder Teilquerschnitts, der unter der zur Erstrissbildung am Gesamtquerschnitt führenden Einwirkungskombination im ungerissenen Zustand rechnerisch unter Zugspannungen steht;
- σ_s der Absolutwert der maximal zulässigen Spannung in der Betonstahlbewehrung unmittelbar nach Rissbildung. Dieser darf als die Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} angenommen werden. Zur Einhaltung der Rissbreitengrenzwerte kann allerdings ein geringerer Wert entsprechend dem Grenzdurchmesser der Stäbe oder dem Höchstwert der Stababstände erforderlich werden (siehe 7.3.3 (2));
- $f_{ct,eff}$ der Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons, der beim Auftreten der Risse zu erwarten ist:
 $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ oder niedriger mit $f_{ctm}(t)$, falls die Rissbildung vor Ablauf von 28 Tagen erwartet wird;
- k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Eigenspannungen, die zum Abbau von Zwang führen
 $k = 1,0$ für Stege mit $h \leq 300$ mm oder Gurten mit Breiten unter 300 mm,
 $k = 0,65$ für Stege mit $h \geq 800$ mm oder Gurten mit Breiten über 800 mm.
 Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

k_c der Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes:

— bei reinem Zug: $k_c = 1,0$,

— bei Biegung oder Biegung mit Normalkraft:

— bei Rechteckquerschnitten und Stegen von Hohlkästen- oder T-Querschnitten:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h / h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$$

— bei Gurten von Hohlkästen- oder T-Querschnitten:

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

Dabei ist

σ_c die mittlere Betonspannung, die auf den untersuchten Teil des Querschnitts einwirkt

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b \cdot h); \quad (7.4)$$

N_{Ed} die Normalkraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, die auf den untersuchten Teil des Querschnitts einwirkt (Druckkraft positiv). Zur Bestimmung von N_{Ed} sind in der Regel die charakteristischen Werte der Vorspannung und der Normalkräfte unter der maßgebenden Einwirkungskombination zu berücksichtigen;

h^* $h^* = h$ für $h < 1,0$ m,

$h^* = 1,0$ m für $h \geq 1,0$ m;

k_1 der Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Normalkräfte auf die Spannungsverteilung:

$k_1 = 1,5$ falls N_{Ed} eine Druckkraft ist,

$k_1 = 2 \cdot h^* / (3 \cdot h)$ falls N_{Ed} eine Zugkraft ist;

F_{cr} der Absolutwert der Zugkraft im Gurt unmittelbar vor Rissbildung infolge des mit $f_{ct,eff}$ berechneten Rissmoments.

(3) Spannglieder im Verbund in der Zugzone können bis zu einem Abstand ≤ 150 mm von der Mitte des Spannglieds zur Begrenzung der Rissbreite beitragen. Dies darf durch Addition des Terms $\xi_1 \cdot A_p' \cdot \Delta\sigma_p$ zur linken Widerstandsseite der Gleichung (7.1) berücksichtigt werden.

Dabei ist

A_p' die Querschnittsfläche der in $A_{c,eff}$ liegenden Spannglieder im Verbund;

$A_{c,eff}$ der Wirkungsbereich der Bewehrung. $A_{c,eff}$ ist die Betonfläche um die Zugbewehrung mit der Höhe $h_{c,ef}$, wobei $h_{c,ef}$ das Minimum von $[2,5 \cdot (h - d); (h - x) / 3; h / 2]$ ist (siehe Bild 7.1);

ξ_1 das gewichtete Verhältnis der Verbundfestigkeit von Spannstahl und Betonstahl unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Durchmesser:

$$= \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (7.5)$$

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

ξ das Verhältnis der mittleren Verbundfestigkeit von Spannstahl zu der von Betonstahl nach Tabelle 6.2 in 6.8.2;

ϕ_s der größte vorhandene Stabdurchmesser der Betonstahlbewehrung;

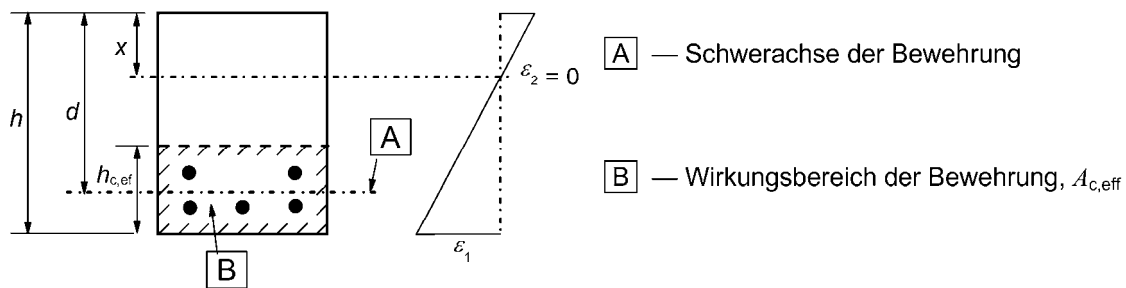
ϕ_p der äquivalente Durchmesser der Spannstahlbewehrung gemäß 6.8.2.

Wenn nur Spannstahl zur Begrenzung der Rissbreite verwendet wird, gilt $\xi_1 = \sqrt{\xi}$;

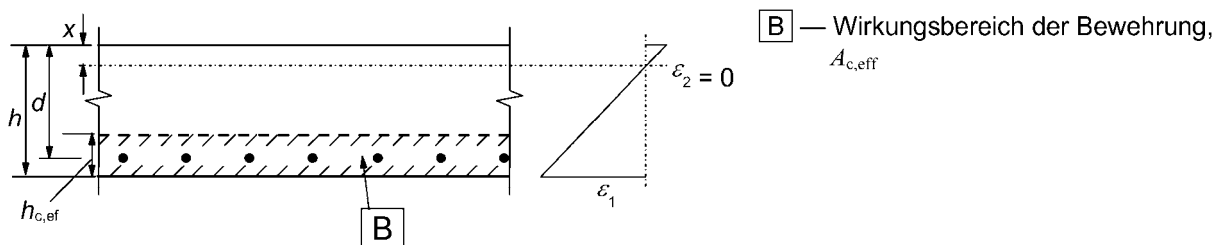
$\Delta\sigma_p$ die Spannungsänderung in den Spanngliedern bezogen auf den Zustand des ungedehnten Betons.

(4) Bei Spannbetonbauteilen wird keine Mindestbewehrung in den Querschnitten benötigt, in denen unter der charakteristischen Einwirkungskombination und der charakteristischen Vorspannung der Beton gedrückt oder der absolute Wert der Betonzugspannung kleiner $\sigma_{ct,p}$ ist.

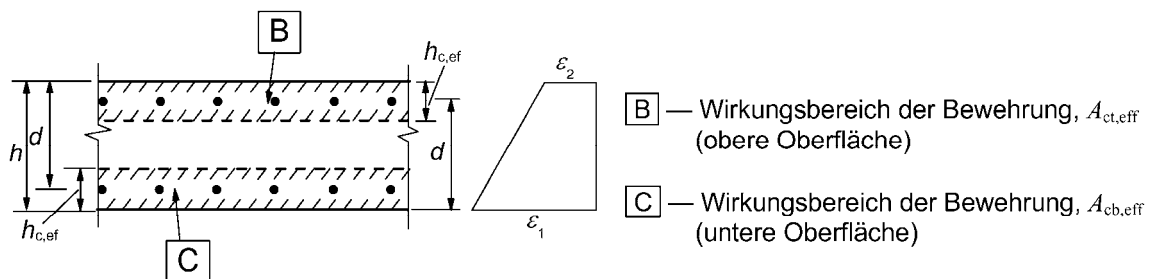
ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $\sigma_{ct,p}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert beträgt $f_{ct,eff}$ gemäß 7.3.2 (2).



a) Träger



b) Platte / Decke



c) Bauteil unter Zugbeanspruchung

Bild 7.1 — Wirkungsbereich der Bewehrung (typische Fälle)

7.3.3 Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung

(1) Bei biegebeanspruchten Stahlbeton- oder Spannbetondecken im üblichen Hochbau ohne wesentliche Zugnormalkraft sind bei einer Gesamthöhe von nicht mehr als 200 mm und bei Einhaltung der Bedingungen gemäß 9.3 keine speziellen Maßnahmen zur Begrenzung der Rissbreiten erforderlich.

(2) Zur Vereinfachung des Nachweises der Rissbreitenbegrenzung sind die Regeln aus 7.3.4 in tabellarischer Form als Begrenzung des Stabdurchmessers oder des Stababstands dargestellt.

ANMERKUNG Wenn die Mindestbewehrung nach 7.3.2 eingehalten wird, ist eine Überschreitung der Rissbreiten unwahrscheinlich, wenn:

- bei Rissen infolge überwiegenden Zwangs der Stabdurchmesser nach Tabelle 7.2N eingehalten ist. Dabei ist für die Stahlspannung der Wert unmittelbar nach Rissbildung (d. h. σ_s in Gleichung (7.1)) einzusetzen.
- bei Rissen infolge überwiegend direkter Einwirkungen die Bedingungen nach Tabelle 7.2N oder nach Tabelle 7.3N eingehalten sind. Die Stahlspannungen sind in der Regel auf Grundlage gerissener Querschnitte unter der maßgebenden Einwirkungskombination zu ermitteln.

Bei Spannbeton mit Spanngliedern im sofortigen Verbund, bei dem die Begrenzung der Rissbreiten vorwiegend durch Spannglieder sichergestellt wird, dürfen die Tabellen 7.2N und 7.3N mit einer Spannung verwendet werden, die sich aus der Gesamtspannung abzüglich der Vorspannung ergibt. Bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund, bei dem die Begrenzung der Rissbreiten vorwiegend durch Betonstahl sichergestellt wird, dürfen die Tabellen mit der Spannung dieser Bewehrung unter Berücksichtigung der Vorspannkkräfte verwendet werden.

Tabelle 7.2N — Grenzdurchmesser bei Betonstäben ϕ_s zur Begrenzung der Rissbreite¹

Stahlspannung ² [N/mm ²]	Grenzdurchmesser der Stäbe [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

ANMERKUNG 1. Die Werte der Tabelle basieren auf den folgenden Annahmen: $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ N/mm²; $\overline{\Delta C} h_{cr} = 0,5h$; $(h-d) \overline{\Delta C} = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $\overline{\Delta C} k_4 = 1,0$; $\overline{\Delta C} k_t = 0,4$ und $k' = 1,0$.

2. Unter der maßgebenden Einwirkungskombination.

Tabelle 7.3N — Höchstwerte der Stababstände zur Begrenzung der Rissbreiten¹

Stahlspannung ² [N/mm ²]	Höchstwerte der Stababstände [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

Zu den Anmerkungen, siehe Tabelle 7.2N

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Der Grenzdurchmesser sollte wie folgt modifiziert werden:

— Biegung (Querschnitt zumindest teilweise unter Druck)

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2 \cdot (h - d)} \quad (7.6N)$$

— Zug (gleichmäßig verteilte Zugnormalspannung)

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{h_{cr}}{8 \cdot (h - d)} \quad (7.7N)$$

Dabei ist

ϕ_s der modifizierte Grenzdurchmesser;

ϕ_s^* der Grenzdurchmesser nach Tabelle 7.2;

h die Gesamthöhe des Querschnitts;

h_{cr} die Höhe der Zugzone unmittelbar vor Rissbildung unter Berücksichtigung der charakteristischen Werte der Vorspannung und der Normalkräfte unter quasi-ständiger Einwirkungskombination;

d die statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt der außenliegenden Bewehrung.

Steht der Querschnitt vollständig unter Zug, ist $h - d$ der Mindestabstand zwischen dem Schwerpunkt der Bewehrungslage und der Betonoberfläche (bei unsymmetrischer Stablage Mindestabstand zu allen Seiten berücksichtigen).

(3) Bei Trägern mit einer Höhe von mindestens 1000 mm, bei denen die Hauptbewehrung auf einem kleinen Teil der Höhe konzentriert ist, ist in der Regel eine zusätzliche Oberflächenbewehrung vorzusehen, um die Rissbreite an den Seitenflächen des Trägers zu begrenzen. Diese Oberflächenbewehrung ist in der Regel gleichmäßig über die Höhe zwischen der Lage der Zugbewehrung und der Nulllinie innerhalb der Bügel zu verteilen. Die Querschnittsfläche der Oberflächenbewehrung darf in der Regel den nach 7.3.2 (2) mit $k = 0,5$ und $\sigma_s = f_{yk}$ ermittelten Mindestwert nicht unterschreiten. Abstand und Durchmesser der Stäbe darf gemäß 7.3.4 [AC] oder durch eine geeignete Vereinfachung gewählt werden. [AC] Dabei wird von reinem Zug und einer Stahlspannung mit der Hälfte des für die Hauptzugbewehrung ermittelten Wertes ausgegangen.

(4) Ein erhöhtes Risiko für größere Risse besteht in Querschnitten, in denen es zu größeren lokalen Spannungsänderungen kommt, beispielsweise:

- bei Querschnittsänderungen,
- in der Nähe konzentrierter Lasten,
- in Bereichen mit gestaffelter Bewehrung,
- in Bereichen mit hohen Verbundspannungen, insbesondere an den Enden von Bewehrungsstößen.

In diesen Bereichen ist in der Regel besonders darauf zu achten, die Spannungsänderungen soweit wie möglich zu minimieren. Üblicherweise begrenzen die oben aufgeführten Regeln jedoch die Rissbreiten dort ausreichend, wenn die Bewehrungsregeln der Kapitel 8 und 9 angewendet werden.

(5) Es darf davon ausgegangen werden, dass die Rissbreiten infolge indirekter Einwirkungen ausreichend begrenzt sind, [AC] wenn die Konstruktionsregeln der Abschnitte 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 und 9.4.3 eingehalten werden. [AC]

7.3.4 Berechnung der Rissbreite

(1) Die charakteristische Rissbreite w_k darf wie folgt ermittelt werden:

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

Dabei ist

$s_{r,\max}$ der maximale Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild;

ε_{sm} die mittlere Dehnung der Bewehrung unter der maßgebenden Einwirkungskombination, einschließlich der Auswirkungen aufgebrachtter Verformungen und unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Es wird nur die zusätzliche, über die Nulldehnung hinausgehende, in gleicher Höhe auftretende Betonzugdehnung berücksichtigt;

ε_{cm} die mittlere Dehnung des Betons zwischen den Rissen.

(2) Die Größe von $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ darf mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

Dabei ist

σ_s die Spannung in der Zugbewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts. Bei Spannbeton im sofortigen Verbund darf σ_s durch die Spannungsänderung $\Delta\sigma_p$ in den Spanngliedern, die auf den Zustand des ungedehnten Betons in gleicher Höhe bezogen ist, ersetzt werden;

α_e ist das Verhältnis E_s / E_{cm} ;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p}{A_{c,eff}} \quad (7.10)$$

A'_p und $A_{c,eff}$ sind in 7.3.2 (3) definiert;

ξ_1 gemäß Gleichung (7.5);

k_t der Faktor, der von der Dauer der Lasteinwirkung abhängt

$k_t = 0,6$ bei kurzzeitiger Lasteinwirkung,

$k_t = 0,4$ bei langfristiger Lasteinwirkung.

(3) Bei geringem Abstand der im Verbund liegenden Stäbe untereinander in der Zugzone ($\leq 5 \cdot (c + \phi / 2)$) darf der maximale Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild mit Gleichung (7.11) ermittelt werden (siehe Bild 7.2):

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} \quad (7.11)$$

Dabei ist

ϕ der Stabdurchmesser. Werden verschiedene Stabdurchmesser in einem Querschnitt verwendet, ist in der Regel ein Ersatzdurchmesser ϕ_{eq} zu verwenden. Bei einem Querschnitt mit n_1 Stäben mit dem Durchmesser ϕ_1 und n_2 Stäben mit einem Durchmesser ϕ_2 beträgt der Ersatzdurchmesser:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} \quad (7.12)$$

c die Betondeckung der Längsbewehrung;

k_1 der Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften der Bewehrung

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

$k_1 = 0,8$ für Stäbe mit guten Verbundeigenschaften,

$k_1 = 1,6$ für Stäbe mit nahezu glatter Oberfläche (z. B. Spannglieder);

k_2 der Beiwert zur Berücksichtigung der Dehnungsverteilung:

$k_2 = 0,5$ für Biegung,

$k_2 = 1,0$ für reinen Zug.

In Fällen von außermittigem Zug oder für lokale Bereiche dürfen folgende Zwischenwerte von k_2 verwendet werden:

$$\boxed{\text{AC}} \quad k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad \boxed{\text{AC}} \quad (7.13)$$

Dabei ist ε_1 die größere und ε_2 die kleinere Zugdehnung am Rand des betrachteten Querschnitts, die unter Annahme eines gerissenen Querschnitts ermittelt wurden.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte k_3 und k_4 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind 3,4 bzw. 0,425.

Wenn der Abstand der im Verbund liegenden Stäbe $5 \cdot (c + \phi / 2)$ übersteigt (siehe Bild 7.2) oder wenn in der Zugzone keine im Verbund liegende Bewehrung vorhanden ist, darf ein oberer Grenzwert für die Rissbreite unter Annahme eines maximalen Rissabstands ermittelt werden:

$$s_{r,\max} = 1,3 (h - x) \quad (7.14)$$

(4) Wenn die Achsen der Hauptzugspannung in orthogonal bewehrten Bauteilen einen Winkel von mehr als 15° zur Richtung der zugeordneten Bewehrung bilden, darf der Rissabstand $s_{r,\max}$ mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$s_{r,\max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,\max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,\max,z}}} \quad (7.15)$$

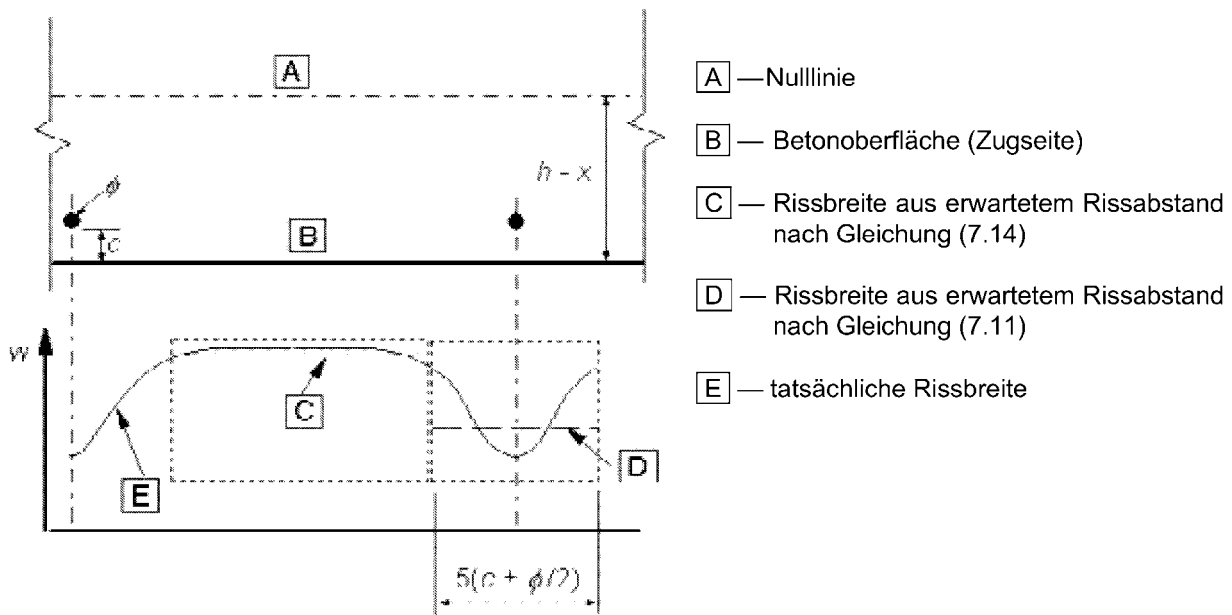
Dabei ist

θ der Winkel zwischen der Bewehrung in y-Richtung und der Richtung der Hauptzugspannung;

$s_{r,\max,y}$ $s_{r,\max,z}$ der maximale Rissabstand in y- bzw. z-Richtung nach 7.3.4 (3).

(5) Bei Wänden, bei denen der Querschnitt der horizontalen Bewehrung A_s die Anforderungen aus 7.3.2 nicht erfüllt und bei denen die mit dem Abfließen der Hydratationswärme verbundene Verformung durch früher hergestellte Fundamente behindert wird, darf $s_{r,\max}$ gleich der 1,3-fachen Wandhöhe angenommen werden.

ANMERKUNG Werden vereinfachte Verfahren zur Berechnung der Rissbreite verwendet, sollten diese in der Regel auf den in dieser Norm enthaltenen Grundlagen beruhen oder sie sind durch Versuche zu verifizieren.


Bild 7.2 — Rissbreite w an der Betonoberfläche in Bezug auf den Stababstand

7.4 Begrenzung der Verformungen

7.4.1 Allgemeines

(1) Die Verformungen eines Bauteils oder eines Tragwerks dürfen weder die ordnungsgemäße Funktion noch das Erscheinungsbild des Bauteils beeinträchtigen.

(2) Geeignete Grenzwerte für die Durchbiegung sind in der Regel auf die Art des Tragwerks, des Ausbaus, etwaige leichte Trennwände oder Befestigungen sowie auf die Funktion des Tragwerks abzustimmen.

(3) Verformte Bauteile oder Tragwerke dürfen angrenzende Bauelemente, wie z. B. leichte Trennwände, Verglasungen, Außenwandverkleidungen, haustechnische Anlagen oder Oberflächenstrukturen nicht beeinträchtigen. In einigen Fällen können Begrenzungen erforderlich sein, um die ordnungsgemäße Funktion von Maschinen oder Geräten auf dem Tragwerk sicherzustellen oder stehendes Wasser auf Flachdächern zu vermeiden.

ANMERKUNG Die Durchbiegungsgrenzen nach den Absätzen (4) und (5) basieren auf ISO 4356 und stellen im Allgemeinen hinreichende Gebrauchseigenschaften von Bauwerken, wie z. B. Wohnbauten, Bürobauten, öffentlichen Bauten oder Fabriken, sicher. Es sollte überprüft werden, ob die Grenzwerte für das jeweilig betrachtete Tragwerk angemessen sind und keine besonderen Anforderungen vorliegen. Weitere Angaben zu Durchbiegungen und deren Grenzwerte dürfen ISO 4356 entnommen werden.

(4) Das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks können beeinträchtigt werden, wenn der berechnete Durchhang eines Balkens, einer Platte oder eines Kragbalkens unter quasi-ständiger Einwirkungskombination $1/250$ der Stützweite überschreitet. Der Durchhang ist auf die Verbindungslinie der Unterstützungspunkte zu beziehen. Überhöhungen dürfen eingebaut werden, um einen Teil oder die gesamte Durchbiegung auszugleichen. Die Schalungsüberhöhung darf in der Regel $1/250$ der Stützweite nicht überschreiten.

(5) Verformungen, die angrenzende Bauteile des Tragwerks beschädigen könnten, sind in der Regel zu begrenzen. Für die Durchbiegung unter quasi-ständiger Einwirkungskombination nach Einbau dieser Bauteile darf als Richtwert für die Begrenzung $1/500$ der Stützweite angenommen werden. Andere Grenzwerte dürfen je nach Empfindlichkeit der angrenzenden Bauteile berücksichtigt werden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(6) Der Grenzzustand der Verformung darf nachgewiesen werden durch:

- Begrenzung der Biegeschlankheit nach 7.4.2 oder
- Vergleich einer berechneten Verformung gemäß 7.4.3 mit einem Grenzwert.

ANMERKUNG Die tatsächlichen Verformungen können von den berechneten Werten abweichen, insbesondere wenn die einwirkenden Momente in der Nähe des Rissmomentes liegen. Die Unterschiede hängen von der Streuung der Materialeigenschaften, den Umweltbedingungen, der Lastgeschichte, den Einspannungen an den Auflagern, den Bodenverhältnissen usw. ab.

7.4.2 Nachweis der Begrenzung der Verformungen ohne direkte Berechnung

(1)P Im Allgemeinen sind Durchbiegungsberechnungen nicht erforderlich, wenn die Biegeschlankheit nach 7.4.2 (2) begrenzt wird. Genauere Nachweise sind erforderlich, wenn die Biegeschlankheit nach 7.4.2 (2) nicht eingehalten wird oder andere Randbedingungen oder Durchbiegungsgrenzen als die dem vereinfachten Verfahren zugrunde liegenden bestehen.

(2) Wenn Stahlbetonbalken oder -platten im Hochbau so dimensioniert sind, dass die in diesem Abschnitt angegebenen zulässigen Biegeschlankheiten eingehalten werden, darf man davon ausgehen, dass auch ihre Durchbiegungen die in 7.4.1 (4) und (5) angegebenen Grenzen nicht überschreiten. Die zulässige Biegeschlankheit darf mit den Gleichungen (7.16.a) und (7.16.b) ermittelt werden, wenn diese mit Korrekturbeiwerten, welche die Bewehrung und andere Einflussgrößen berücksichtigen, multipliziert werden. Eine Überhöhung wird in diesen Gleichungen nicht berücksichtigt.

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ wenn } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ wenn } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

Dabei ist

l/d der Grenzwert der Biegeschlankheit (Verhältnis von Stützweite zu Nutzhöhe);

K der Beiwert zur Berücksichtigung der verschiedenen statischen Systeme;

$\overline{\rho_0}$ der Referenzbewehrungsgrad = $10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$; $\overline{\rho_0}$

ρ der erforderliche Zugbewehrungsgrad in Feldmitte, um das Bemessungsmoment aufzunehmen (am Einspannquerschnitt für Kragträger);

ρ' der erforderliche Druckbewehrungsgrad in Feldmitte, um das Bemessungsmoment aufzunehmen (am Einspannquerschnitt für Kragträger);

f_{ck} [N/mm²].

Die Gleichungen (7.16a) und (7.16b) sind unter der Voraussetzung hergeleitet worden, dass die Stahlspannung unter der entsprechenden Bemessungslast im GZG in einem gerissenen Querschnitt in Feldmitte eines Balkens bzw. einer Platte oder am Einspannquerschnitt eines Kragträgers 310 N/mm² beträgt (entspricht ungefähr $f_{yk} = 500$ N/mm²). Werden andere Spannungsniveaus verwendet, sind in der Regel die nach Gleichung (7.16) ermittelten Werte mit 310 / σ_s zu multiplizieren. Im Allgemeinen befindet man sich mit der Annahme nach Gleichung (7.17) auf der sicheren Seite:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} \cdot A_{s,req} / A_{s,prov}) \quad (7.17)$$

Dabei ist

- σ_s die Stahlzugspannung in Feldmitte (am Einspannquerschnitt eines Kragträgers) unter der Bemessungslast im GZG;
- $A_{s,prov}$ die vorhandene Querschnittsfläche der Zugbewehrung im vorgegebenen Querschnitt;
- $A_{s,req}$ die erforderliche Querschnittsfläche der Zugbewehrung im vorgegebenen Querschnitt im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Bei gegliederten Querschnitten, bei denen das Verhältnis von Gurtbreite zu Stegbreite den Wert 3 übersteigt, sind in der Regel die Werte von l/d nach Gleichung (7.16) mit 0,8 zu multiplizieren.

Bei Balken und Platten (außer Flachdecken) mit Stützweiten über 7 m, die leichte Trennwände tragen, die durch übermäßige Durchbiegung beschädigt werden könnten, sind in der Regel die Werte l/d nach Gleichung (7.16) mit dem Faktor $7/l_{eff}$ (l_{eff} [m], siehe 5.3.2.2 (1)) zu multiplizieren.

Bei Flachdecken mit Stützweiten über 8,5 m, die leichte Trennwände tragen, die durch übermäßige Durchbiegung beschädigt werden könnten, sind in der Regel die Werte l/d nach Gleichung (7.16) mit dem Faktor $8,5/l_{eff}$ (l_{eff} [m]) zu multiplizieren.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert K darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte für K sind in Tabelle 7.4N angegeben. Werte, die mit Gleichung (7.16) für häufige Fälle ermittelt werden können ($\overline{\sigma_c}$ C30/37 $\overline{\sigma_c}$, $\sigma_s = 310 \text{ N/mm}^2$, verschiedene statische Systeme und Bewehrungsgrade $\rho = 0,5 \%$ und $\rho = 1,5 \%$), sind ebenfalls enthalten.

Tabelle 7.4N — Grundwerte der Biegeschlankheit von Stahlbetonbauteilen ohne Drucknormalkraft

Statisches System	K	Beton hoch beansprucht $\rho = 1,5\%$	Beton gering beansprucht $\rho = 0,5\%$
frei drehbar gelagerter Einfeldträger; gelenkig gelagerte einachsig oder zweiachsig gespannte Platte	1,0	14	20
Endfeld eines Durchlaufträgers oder einer einachsig gespannten durchlaufenden Platte; Endfeld einer zweiachsig gespannten Platte, die kontinuierlich über einer längere Seite durchläuft	1,3	18	26
Mittelfeld eines Balkens oder einer einachsig oder zweiachsig gespannten Platte	1,5	20	30
Platte, die ohne Unterzüge auf Stützen gelagert ist (Flachdecke) (auf Grundlage der größeren Spannweite)	1,2	17	24
Kragträger	0,4	6	8
ANMERKUNG 1 Die angegebenen Werte befinden sich im Allgemeinen auf der sicheren Seite. Genauere rechnerische Nachweise führen häufig zu dünneren Bauteilen.			
ANMERKUNG 2 Für zweiachsig gespannte Platten ist in der Regel der Nachweis mit der kürzeren Stützweite zu führen. Bei Flachdecken ist in der Regel die größere Stützweite zugrunde zu legen.			
ANMERKUNG 3 Die für Flachdecken angegebenen Grenzen sind weniger streng als der zulässige Durchhang von 1/250 der Stützweite. Erfahrungsgemäß ist dies ausreichend.			

Die Werte nach Gleichung (7.16) und Tabelle 7.4N sind das Ergebnis einer Parameterstudie, die an einer Reihe von gelenkig gelagerten Balken oder Platten mit Rechteckquerschnitten unter Verwendung des allgemeinen Ansatzes aus 7.4.3 durchgeführt wurde. Dabei wurden verschiedene Betondruckfestigkeitsklassen und eine charakteristische Streckgrenze von 500 N/mm^2 berücksichtigt. Für eine gegebene Zugbewehrung wurde das Tragfähigkeitsmoment errechnet und die quasi-ständige Einwirkung wurde mit 50 % der entsprechenden Gesamtbemessungslast angenommen. Die daraus resultierenden Biegeschlankheiten führen zur Einhaltung der Verformungsgrenzwerte nach 7.4.1 (5).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

7.4.3 Nachweis der Begrenzung der Verformungen mit direkter Berechnung

(1)P Wenn eine Berechnung erforderlich wird, muss die Durchbiegung mit einer dem Nachweiszweck entsprechenden Lastkombination ermittelt werden.

(2)P Das Berechnungsverfahren muss das Verhalten des Tragwerks unter den maßgebenden Einwirkungen wirklichkeitsnah mit einer Genauigkeit beschreiben, die auf den Nachweiszweck abgestimmt ist.

(3) Bauteile, bei denen die Betonzugfestigkeit unter der maßgebenden Belastung an keiner Stelle überschritten wird, dürfen als ungerissen betrachtet werden. Das Verhalten von Bauteilen, bei denen nur bereichsweise Risse erwartet werden, liegt zwischen dem von Bauteilen im ungerissenen und im vollständig gerissenen Zustand. Für überwiegend biegebeanspruchte Bauteile lässt sich dieses Verhalten näherungsweise nach Gleichung (7.18) bestimmen:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I \quad (7.18)$$

Dabei ist

α der untersuchte Durchbiegungsparameter, der beispielsweise eine Dehnung, eine Krümmung oder eine Rotation sein kann. (Vereinfachend darf α als Durchbiegung angesehen werden (siehe Absatz (6) unten);

α_I, α_{II} der jeweilige Wert des untersuchten Parameters für den ungerissenen bzw. vollständig gerissenen Zustand;

ζ ein Verteilungsbeiwert (berücksichtigt die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen) nach Gleichung (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (7.19)$$

$\zeta = 0$ für ungerissene Querschnitte

β ein Koeffizient, der den Einfluss der Belastungsdauer und der Lastwiederholung berücksichtigt

$\beta = 1,0$ bei Kurzzeitbelastung,

$\beta = 0,5$ bei Langzeitbelastung oder vielen Zyklen sich wiederholender Beanspruchungen;

σ_s die Spannung in der Zugbewehrung bei Annahme eines gerissenen Querschnitts (Spannung im Riss);

σ_{sr} die Spannung in der Zugbewehrung bei Annahme eines gerissenen Querschnitts unter einer Einwirkungskombination, die zur Erstrissbildung führt.

ANMERKUNG σ_{sr} / σ_s darf mit M_{cr} / M für Biegung oder N_{cr} / N für reinen Zug ersetzt werden, wobei M_{cr} das Rissmoment und N_{cr} die Rissnormalkraft sind.

(4) Verformungen infolge von Lastbeanspruchung dürfen unter Verwendung der Zugfestigkeit und des wirksamen Elastizitätsmoduls für Beton ermittelt werden (siehe (5)).

In Tabelle 3.1 ist der Bereich wahrscheinlicher Werte für die Zugfestigkeit enthalten. Im Allgemeinen wird das Verhalten am besten abgeschätzt, wenn f_{ctm} verwendet wird. Wenn nachgewiesen werden kann, dass im Schwerpunkt keine Längszugspannungen vorhanden sind (z. B. infolge Schwinden oder Wärmeauswirkungen), darf die Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ (siehe 3.1.8) verwendet werden.

(5) Für kriecherzeugende Beanspruchungen darf die Gesamtverformung unter Berücksichtigung des Kriechens mittels des effektiven Elastizitätsmoduls für Beton gemäß Gleichung (7.20) ermittelt werden:

$$E_{c,eff} = E_{cm} / [1 + \varphi(\infty, t_0)] \quad (7.20)$$

Dabei ist

$\varphi(\infty, t_0)$ die für die Last und das Zeitintervall maßgebende Kriechzahl (siehe 3.1.4). AC

(6) Krümmungen infolge Schwindens dürfen mit Gleichung (7.21) ermittelt werden:

$$1 / r_{cs} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot S / I \quad (7.21)$$

Dabei ist

$1/r_{cs}$ die durch Schwinden verursachte Krümmung;

ε_{cs} die freie Schwinddehnung (siehe 3.1.4);

S das Flächenmoment 1. Grades der Querschnittsfläche der Bewehrung bezogen auf den Schwerpunkt des Querschnitts;

I das Flächenmoment 2. Grades des Querschnitts;

α_e das Verhältnis der E-Moduln: $\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$.

S und I sind in der Regel sowohl für den ungerissenen als auch für den gerissenen Zustand zu ermitteln. Die Gesamtkrümmung darf dann mit Gleichung (7.18) ermittelt werden.

(7) Das genaueste Verfahren zur Berechnung der Durchbiegung nach Absatz (3) ist, die Krümmungen an einer Vielzahl von Schnitten entlang des Bauteils zu berechnen und dann durch numerische Integration die Durchbiegung zu bestimmen. In den meisten Fällen reicht es aus, die Verformungen zweimal zu berechnen – jeweils unter der Annahme eines vollständig gerissenen und eines vollständig ungerissenen Bauteils – und dann unter Verwendung der Gleichung (7.18) zu interpolieren.

ANMERKUNG Werden vereinfachte Verfahren zur Berechnung der Durchbiegungen verwendet, sollten sie auf den in dieser Norm enthaltenen Grundlagen beruhen und sie sind durch Versuche zu verifizieren.

8 ALLGEMEINE BEWEHRUNGSREGELN

8.1 Allgemeines

(1)P Die in diesem Abschnitt enthaltenen Regeln gelten für gerippten Betonstahl, Betonstahlmatten und Spannstähle unter vorwiegend ruhender Belastung. Sie gelten für den normalen Hochbau und Brücken. Sie sind möglicherweise nicht ausreichend für:

- Bauteile unter dynamischen Belastungen aus seismischen Einwirkungen oder aus Schwingungen von Maschinen, Anpralllasten und
- Bauteile mit speziell lackierten, mit Epoxydharz oder mit Zink beschichteten Stäben.

Zusätzliche Regeln sind für große Stabdurchmesser angegeben.

(2)P Die Anforderungen an die Mindestbetondeckung müssen erfüllt sein (siehe 4.4.1.2).

(3) Für Leichtbeton gelten die ergänzenden Regeln in Kapitel 11.

(4) Für Tragwerke unter Ermüdungsbelastung gelten die Regeln in 6.8.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

8.2 Stababstände von Betonstählen

(1)P Der Stababstand muss mindestens so groß sein, dass der Beton ordnungsgemäß eingebracht und verdichtet werden kann, um ausreichenden Verbund sicherzustellen.

(2) Der lichte Abstand (horizontal und vertikal) zwischen parallelen Einzelstäben oder in Lagen paralleler Stäbe darf in der Regel nicht geringer als das Maximum von $\{k_1 \cdot \text{Stabdurchmesser}; d_g + k_2 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\}$ sein. Dabei ist d_g der Durchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte k_1 und k_2 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind 1 bzw. 5.

(3) Bei einer Stabanordnung in getrennten horizontalen Lagen sind in der Regel die Stäbe jeder einzelnen Lage vertikal übereinander anzuordnen. Es ist in der Regel ausreichend Platz zwischen den Stäben innerhalb der Lagen zum Einbringen eines Innenrüttlers zur guten Verdichtung des Betons vorzusehen.

(4) Gestoßene Stäbe dürfen sich innerhalb der Übergreifungslänge berühren. Weitere Details sind in 8.7 enthalten.

8.3 Biegen von Betonstählen

(1)P Der kleinste Durchmesser, um den ein Stab gebogen wird, muss so festgelegt sein, dass Biegerisse im Stab und Betonversagen im Bereich der Stabbiegung ausgeschlossen werden.

(2) Um eine Schädigung der Bewehrung zu vermeiden, darf in der Regel der Biegerollendurchmesser nicht kleiner als $D_{\min}$ sein.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für $D_{\min}$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle 8.1N enthalten.

(3) Der zur Vermeidung von Betonversagen erforderliche Biegerollendurchmesser muss nicht nachgewiesen werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten werden:

- Es ist $\langle \overline{AC} \rangle$ entweder $\langle \overline{AC} \rangle$ keine Verankerungslänge des Stabes $> 5\phi$ über das Ende der Biegung hinaus erforderlich $\langle \overline{AC} \rangle$ oder $\langle \overline{AC} \rangle$ der Stab liegt nicht am Rand (Ebene der Biegung nahe der Betonoberfläche) und der Durchmesser eines Querstabs innerhalb der Biegung beträgt $\geq \phi$ und
- der Biegerollendurchmesser ist mindestens gleich den empfohlenen Werten aus Tabelle 8.1N.

Andernfalls ist in der Regel der Biegerollendurchmesser $D_{\min}$ gemäß Gleichung (8.1) zu erhöhen.

$$D_{\min} \geq F_{bt} \cdot [(1 / a_b) + 1 / (2 \cdot \phi)] / f_{cd} \quad (8.1)$$

Dabei ist

F_{bt} die Zugkraft im GZT in einem Stab oder Stabbündel am Anfang der Stabbiegung;

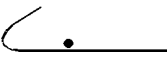
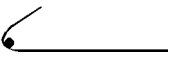
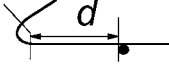
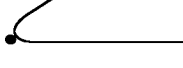
a_b für einen bestimmten Stab (oder Stabbündel) der halbe Schwerpunkt-Abstand zwischen den Stäben (oder den Stabbündeln) senkrecht zur Biegungsebene. Für einen Stab oder ein Stabbündel in der Nähe der Oberfläche eines Bauteils ist in der Regel a_b mit $\phi / 2$ zuzüglich der Betondeckung anzunehmen.

Der Wert für f_{cd} darf in der Regel nicht größer als derjenige für die Betonfestigkeitsklasse C55/67 angenommen werden.

Tabelle 8.1N — Mindest-Biegerollendurchmesser $D_{\min}$ zur Vermeidung von Schäden an der Bewehrung**a) für Stäbe und Draht**

Stabdurchmesser	Mindestwerte der Biegerollendurchmesser $D_{\min}$ für Haken, Winkelhaken, Schlaufen (siehe Bild 8.1)
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	4ϕ
$\phi > 16 \text{ mm}$	7ϕ

b) für nach dem Schweißen gebogene Bewehrung (Stäbe und Matten)

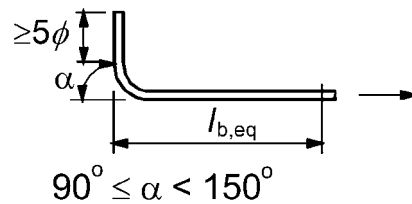
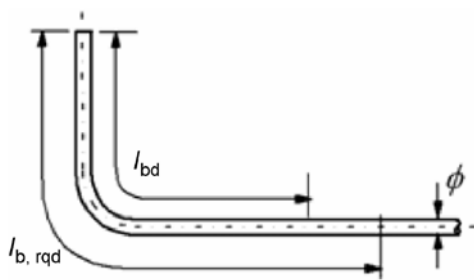
Mindestwerte der Biegerollendurchmesser $D_{\min}$	
 oder 	 oder 
5ϕ	$d \geq 3\phi$: 5ϕ $d < 3\phi$ oder Schweißstelle innerhalb des Biegebereiches: 20ϕ
ANMERKUNG Der Biegerollendurchmesser für Schweißstellen innerhalb des Biegebereiches darf auf 5ϕ reduziert werden, wenn die Schweißstelle  nach EN ISO 17660 Anhang B ausgeführt wird. 	

8.4 Verankerung der Längsbewehrung**8.4.1 Allgemeines**

(1)P Bewehrungsstäbe, Drähte oder geschweißte Betonstahlmatten müssen so verankert sein, dass ihre Verbundkräfte sicher ohne Längsrissbildung und Abplatzungen in den Beton eingeleitet werden. Falls erforderlich, muss eine Querbewehrung vorgesehen werden.

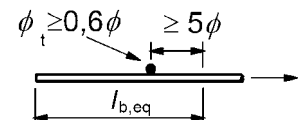
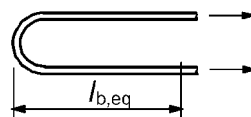
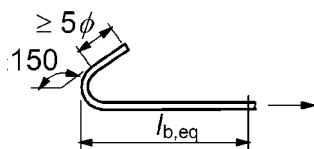
(2) Mögliche Verankerungsarten sind in Bild 8.1 dargestellt (siehe auch 8.8 (3)).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)



a) Basiswert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ für alle Verankerungsarten, gemessen entlang der Mittellinie

b) Ersatzverankerungslänge für normalen Winkelhaken



c) Ersatzverankerungslänge für normalen Haken

d) Ersatzverankerungslänge für normale Schlaufe

e) Ersatzverankerungslänge für angeschweißten Querstab

Bild 8.1 — Zusätzliche Verankerungsarten zum geraden Stab

- (3) Winkelhaken und Haken dürfen nicht zur Verankerung von Druckbewehrung verwendet werden.
- (4) Ein Betonversagen innerhalb der Stabbiegung ist in der Regel durch Einhaltung der Bedingungen nach 8.3 (3) zu vermeiden.
- (5) Bei Ankerkörpern müssen in der Regel die Prüfungsanforderungen den maßgebenden Produktnormen oder einer Europäischen Technischen Zulassung entsprechen.
- (6) Hinsichtlich der Übertragung von Vorspannkräften in den Beton wird auf 8.10 verwiesen.

8.4.2 Bemessungswert der Verbundfestigkeit

- (1)P Die Verbundtragfähigkeit muss zur Vermeidung von Verbundversagen ausreichend sein.
- (2) Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit f_{bd} darf für Rippenstäbe wie folgt ermittelt werden:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (8.2)$$

Dabei ist

f_{ctd} der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit gemäß 3.1.6 (2)P. Aufgrund der zunehmenden Sprödigkeit von höherfestem Beton ist in der Regel $f_{ctk,0,05}$ auf den Wert für C60/75 zu begrenzen, außer es können höhere Werte der mittlere Verbundfestigkeit nachgewiesen werden;

η_1 ein Beiwert, der die Qualität der Verbundbedingungen und die Lage der Stäbe während des Betonierens berücksichtigt (siehe Bild 8.2):

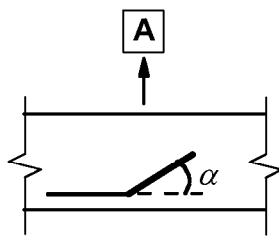
$\eta_1 = 1,0$ bei „guten“ Verbundbedingungen,

$\eta_1 = 0,7$ für alle anderen Fälle sowie für Stäbe in Bauteilen, die im Gleitbauverfahren hergestellt wurden, außer es können „gute“ Verbundbedingungen nachgewiesen werden;

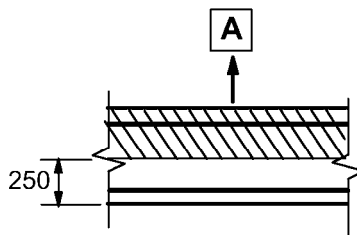
η_2 ein Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers:

$\eta_2 = 1,0$ für $\phi \leq 32$ mm,

$\eta_2 = (132 - \phi) / 100$ für $\phi > 32$ mm.

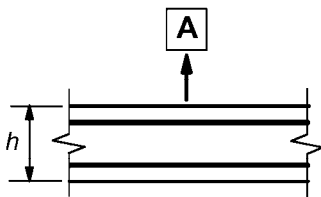


a) $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

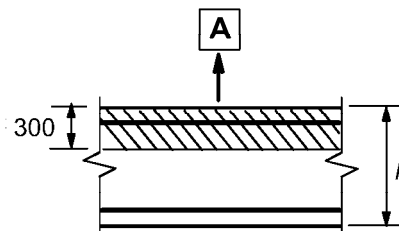


c) $h > 250$ mm

A Betonierichtung



b) $h \leq 250$ mm



d) $h > 600$ mm

a) und b) „gute“ Verbundbedingungen für alle Stäbe

c) und d) unschraffierter Bereich — „gute“ Verbundbedingungen
schraffierter Bereich — „mäßige“ Verbundbedingungen

Bild 8.2 — Verbundbedingungen

8.4.3 Grundwert der Verankerungslänge

(1)P Bei der Festlegung der erforderlichen Verankerungslänge müssen die Stahlsorte und die Verbundeigenschaften der Stäbe berücksichtigt werden.

(2) Der erforderliche Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,reqd}$ zur Verankerung der Kraft $A_s \cdot \sigma_{sd}$ eines geraden Stab unter Annahme einer konstanten Verbundspannung f_{bd} folgt aus der Gleichung:

$$l_{b,reqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (8.3)$$

Dabei ist σ_{sd} die vorhandene Stahlspannung im GZT des Stabes am Beginn der Verankerungslänge. Werte für f_{bd} sind in 8.4.2 angegeben.

(3) Bei gebogenen Stäben sind in der Regel **AC** der Grundwert der erforderlichen Verankerungslänge $l_{b,reqd}$ und der Bemessungswert **AC** der Verankerungslänge l_{bd} entlang der Mittellinie des Stabes zu messen (siehe Bild 8.1a)).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(4) Bei Doppelstäben in geschweißten Betonstahlmatten ist in der Regel der Durchmesser ϕ in Gleichung (8.3) durch den Vergleichsdurchmesser $\phi_n = \phi \cdot \sqrt{2}$ zu ersetzen.

8.4.4 Bemessungswert der Verankerungslänge

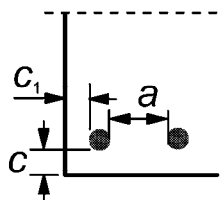
(1) Der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} darf wie folgt ermittelt werden:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.4)$$

Dabei berücksichtigen die in Tabelle 8.2 angegebenen Beiwerte α_i :

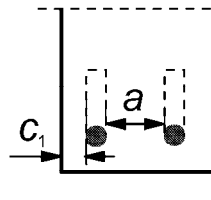
α_1 die Verankerungsart der Stäbe unter Annahme ausreichender Betondeckung (siehe Bild 8.1);

α_2 die Mindestbetondeckung (siehe Bild 8.3);



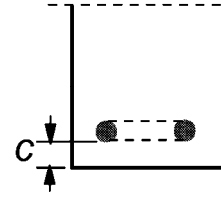
a) Gerade Stäbe

$$c_d = \min (a/2, c_1, c)$$



b) (Winkel) Haken

$$c_d = \min (a/2, c_1)$$



c) Schlaufen

$$c_d = c$$

Bild 8.3 — Werte für c_d für Balken und Platten

α_3 eine Querbewehrung;

α_4 einen oder mehrere angeschweißte Querstäbe ($\phi_s > 0,6\phi$) innerhalb der erforderlichen Verankerungslänge l_{bd} (siehe auch 8.6);

α_5 einen Druck quer zur Spaltzug-Riss-Ebene innerhalb der erforderlichen Verankerungslänge;

Im Allgemeinen ist $(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5) \geq 0,7$. (8.5)

$l_{b,rqd}$ folgt aus Gleichung (8.3);

$l_{b,min}$ die Mindestverankerungslänge beträgt, wenn keine andere Begrenzung gilt:

— bei Verankerungen unter Zug: $\boxed{AC} \ l_{b,min} \geq \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \boxed{AC};$ (8.6)

— bei Verankerungen unter Druck: $\boxed{AC} \ l_{b,min} \geq \max \{0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \boxed{AC};$ (8.7)

(2) Als vereinfachte Alternative zu 8.4.4 (1) darf die Verankerung unter Zug bei bestimmten, in Bild 8.1 gezeigten Verankerungsarten als Ersatzverankerungslänge $l_{b,eq}$ angegeben werden. Die Verankerungslänge $l_{b,eq}$ wird in diesem Bild definiert und darf folgendermaßen angenommen werden:

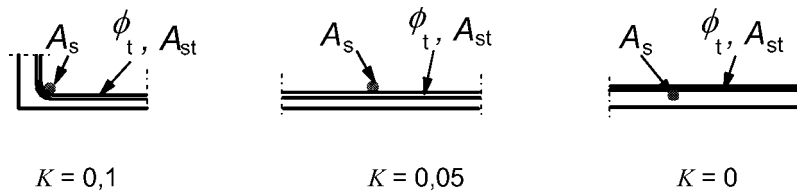
— $\alpha_1 \cdot l_{b,rqd}$ für die Verankerungsarten gemäß den Bildern 8.1b) bis 8.1d) (siehe Tabelle 8.2 mit Werten für α_1);

— $\alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$ für die Verankerungsarten gemäß Bild 8.1e) (siehe Tabelle 8.2 mit Werten für α_4).

Dabei ist

α_1 und α_4 jeweils in (1) definiert;

$l_{b,rqd}$ der Grundwert nach Gleichung (8.3).

Bild 8.4 — Werte für K für Balken und PlattenTabelle 8.2 — Beiwerte α_1 , α_2 , α_3 , α_4 und α_5

Einflussfaktor	Verankerungsart	Bewehrungsstab	
		unter Zug	unter Druck
Form der Stäbe	gerade	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	gebogen (siehe Bild 8.1 (b), (c) und (d))	$\alpha_1 = 0,7$ für $c_d > 3\phi$ andernfalls $\alpha_1 = 1,0$ (siehe Bild 8.3 für c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Betondeckung	gerade	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	gebogen (siehe Bild 8.1 (b), (c) und (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (siehe Bild 8.3 für c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
nicht an die Hauptbewehrung angeschweißte Querbewehrung	alle Arten	$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
angeschweißte Querbewehrung ¹⁾	alle Arten, Positionen und Größen sind in Bild 8.1 (e) angegeben	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Querdruck	alle Arten	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—

Dabei ist

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s;$$

ΣA_{st} die Querschnittsfläche der Querbewehrung innerhalb der Verankerungslänge l_{bd} ;

$\Sigma A_{st,min}$ die Querschnittsfläche der Mindestquerbewehrung:

$$\Sigma A_{st,min} = 0,25 A_s \text{ für Balken und } \Sigma A_{st,min} = 0 \text{ für Platten;}$$

A_s die Querschnittsfläche des größten einzelnen verankerten Stabs;

K der Wert nach Bild 8.4;

p der Querdruck [N/mm²] im Grenzzustand der Tragfähigkeit innerhalb l_{bd} .

¹⁾ Siehe auch 8.6: Bei direkter Lagerung darf l_{bd} auch geringer als $l_{b,min}$ angesetzt werden, wenn mindestens ein Querstab innerhalb der Auflagerung angeschweißt ist. Dieser sollte mindestens 15 mm vom Lageranschnitt entfernt sein.

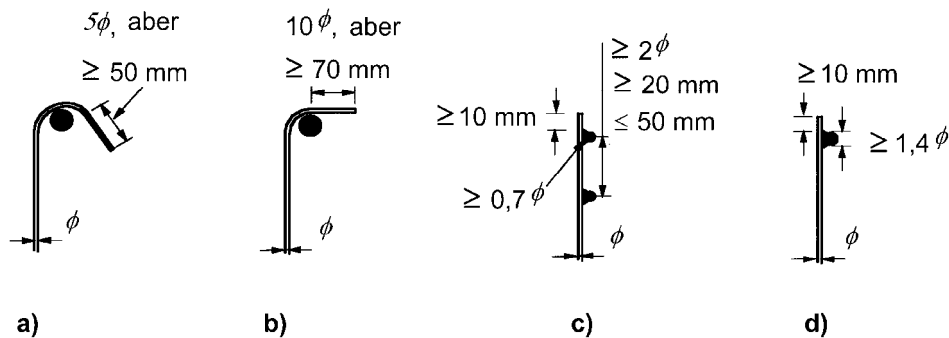
DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

8.5 Verankerung von Bügeln und Querkraftbewehrung

(1) Bügel und Querkraftbewehrungen sind in der Regel mit Haken oder Winkelhaken oder durch angeschweißte Querstäbe zu verankern. Innerhalb eines Hakens oder Winkelhakens ist in der Regel ein Querstab einzulegen.

(2) Die Verankerung muss in der Regel gemäß Bild 8.5 erfolgen. Schweißstellen sind in der Regel gemäß EN ISO 17660 mit einer Verankerungskraft nach 8.6 (2) auszuführen.

ANMERKUNG Eine Definition der Biegewinkel ist in Bild 8.1 enthalten.



ANMERKUNG Für c) und d) darf in der Regel die Betondeckung nicht weniger als 3ϕ oder 50 mm betragen.

Bild 8.5 — Verankerung von Bügeln

8.6 Verankerung mittels angeschweißter Stäbe

(1) Eine zusätzliche Verankerung zu der nach 8.4 und 8.5 kann durch angeschweißte Querstäbe (siehe Bild 8.6) erreicht werden, die Kräfte über den Beton abtragen. Die Qualität der Schweißverbindungen ist dabei in der Regel nachzuweisen.

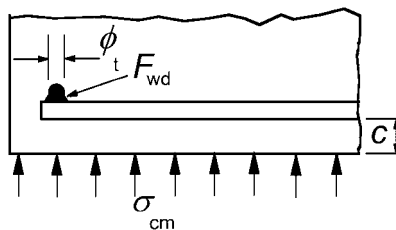


Bild 8.6 — Angeschweißter Querstab als Verankerung

(2) Die Verankerungskraft eines auf der Innenseite des verankerten Stabs angeschweißten Querstabs (Durchmesser von 14 mm bis 32 mm) beträgt F_{btd} . Die Bemessungsschubspannung σ_{sd} in Gleichung (8.3) darf um F_{btd}/A_s reduziert werden, wobei A_s die Querschnittsfläche des Stabes ist.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für F_{btd} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert wird folgendermaßen bestimmt:

$$F_{btd} = l_{td} \cdot \phi_t \cdot \sigma_{td} \leq F_{wd} \quad (8.8N)$$

Dabei ist

F_{wd} der Bemessungswert des Scherwiderstandes der Schweißstelle (anteilig von $A_s \cdot f_{yd}$; z. B. $F_{wd} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{yd}$, wobei A_s die Querschnittsfläche des verankerten Stabs und f_{yd} der Bemessungswert der Streckgrenze sind);

- l_{td} der Bemessungswert der Länge des Querstabs: $l_{td} = 1,16 \cdot \phi \cdot (f_{yd} / \sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$;
- l_t die Länge des Querstabs ($\leq$ dem Stababstand der zu verankernden Stäbe);
- ϕ der Durchmesser des Querstabs;
- σ_{td} die Betonspannung; $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm}) / y \leq 3f_{cd}$;
- σ_{cm} die Betondruckspannung orthogonal zu den beiden Stäben (mittlerer Wert, Druck positiv);
- y eine Funktion: $y = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18x)}$;
- x eine Funktion zur Berücksichtigung der Geometrie: $x = 2 (c / \phi) + 1$;
- c die Betondeckung orthogonal zu den beiden Stäben.

(3) Wenn beidseitig des zu verankernden Stabs zwei gleich große Querstäbe angeschweißt sind, darf die Verankerungskraft nach 8.6 (2) verdoppelt werden, wenn die Betondeckung des äußeren Stabs den Anforderungen aus Kapitel 4 entspricht.

(4) Wenn zwei Querstäbe einseitig mit einem Mindestabstand von 3ϕ angeschweißt werden, darf in der Regel die Verankerungskraft nach 8.6 (2) auf das 1,41fache erhöht werden.

(5) Für Nennstabdurchmesser ≤ 12 mm hängt die Verankerungskraft eines angeschweißten Querstabs im Wesentlichen vom Bemessungswert der Tragfähigkeit der Schweißstelle ab. Dieser Wert darf wie folgt ermittelt werden:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 \cdot A_s \cdot f_{cd} \cdot \phi / \phi \quad (8.9)$$

Dabei ist

- F_{wd} der Bemessungswert des Scherwiderstandes der Schweißstelle (siehe 8.6 (2));
- ϕ der Nenndurchmesser des Querstabs: $\phi \leq 12$ mm
- ϕ der Nenndurchmesser des zu verankernden Stabs: $\phi \leq 12$ mm

AC Werden zwei angeschweißte Querstäbe mit einem Mindestabstand von ϕ verwendet, darf in der Regel die Verankerungskraft nach Gleichung (8.9) auf das 1,41fache erhöht werden. **AC**

8.7 Stöße und mechanische Verbindungen

8.7.1 Allgemeines

(1)P Die Kraftübertragung zwischen zwei Stäben erfolgt durch:

- Stoßen der Stäbe, mit oder ohne Haken bzw. Winkelhaken,
- Schweißen,
- mechanische Verbindungen für die Übertragung von Zug- und Druckkräften bzw. nur Druckkräften.

8.7.2 Stöße

(1)P Die bauliche Durchbildung von Stößen zwischen Stäben muss so ausgeführt werden, dass

- die Kraftübertragung zwischen den Stäben sichergestellt ist,
- im Bereich der Stöße keine Betonabplatzungen auftreten,
- keine großen Risse auftreten, die die Funktion des Tragwerks gefährden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(2) Stöße:

- von Stäben sind in der Regel versetzt anzuordnen und dürfen in der Regel nicht in hoch beanspruchten Bereichen liegen (z. B. plastische Gelenke). Ausnahmen sind in Absatz (4) angegeben,
- sind in der Regel in jedem Querschnitt symmetrisch anzuordnen.

(3) Die Anordnung der gestoßenen Stäbe muss in der Regel Bild 8.7 entsprechen und folgende Bedingungen erfüllen:

- der lichte Abstand zwischen sich übergreifenden Stäben darf in der Regel nicht größer als 4ϕ oder 50 mm sein, andernfalls ist die Übergreifungslänge um die Differenz zwischen dem lichten Abstand und 4ϕ bzw. 50 mm zu vergrößern;
- der Längsabstand zweier benachbarter Stöße darf in der Regel die 0,3fache Übergreifungslänge l_0 nicht unterschreiten;
- bei benachbarten Stößen darf in der Regel der lichte Abstand zwischen benachbarten Stäben nicht weniger als 2ϕ oder 20 mm betragen.

(4) Wenn die Anforderungen aus Absatz (3) erfüllt sind, dürfen 100 % der Zugstäbe in einer Lage gestoßen sein. Für Stäbe in mehreren Lagen ist in der Regel dieser Anteil auf 50 % zu reduzieren.

Alle Druckstäbe sowie die Querbewehrung dürfen in einem Querschnitt gestoßen sein.

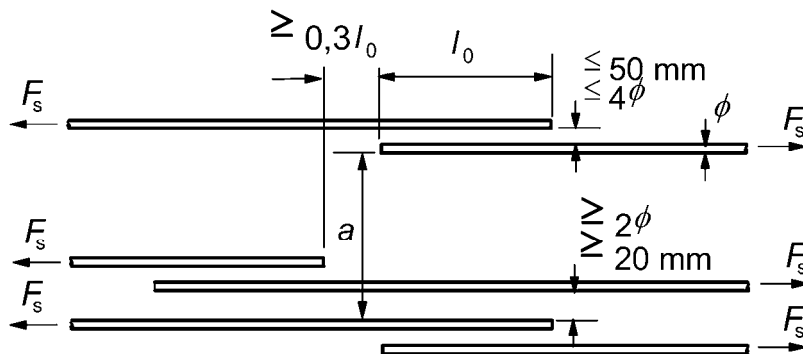


Bild 8.7 — Benachbarte Stöße

8.7.3 Übergreifungslänge

(1) Der Bemessungswert der Übergreifungslänge beträgt:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.10)$$

Dabei ist

$l_{b,rqd}$ nach Gleichung (8.3);

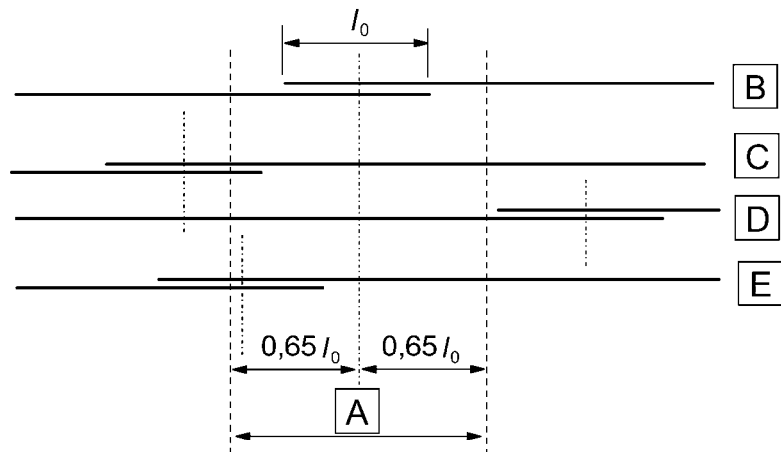
$$\boxed{AC} \quad l_{0,min} \geq \max \{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}; \boxed{AC} \quad (8.11)$$

Die Werte für α_1 , α_2 , α_3 und α_5 dürfen der Tabelle 8.2 entnommen werden. Für die Berechnung von α_3 ist in der Regel $\Sigma A_{st,min}$ zu $1,0 A_s$ (σ_{sd}/f_{yd}) anzunehmen, mit A_s = Querschnittsfläche eines gestoßenen Stabes;

$\alpha_6 = \rho_1/25)^{0,5} \leq 1,5$ bzw. $\geq 1,0$. Dabei ist ρ_1 der Prozentsatz der innerhalb von $0,65 l_0$ (gemessen ab der Mitte der betrachteten Übergreifungslänge) gestoßenen Bewehrung, siehe Bild 8.8. Werte für α_6 sind in Tabelle 8.3 enthalten.

Tabelle 8.3 — Beiwert α_6

Anteil gestoßener Stäbe am Gesamtquerschnitt des Betonstahls	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
α_6	1	1,15	1,4	1,5
ANMERKUNG Zwischenwerte dürfen durch Interpolieren ermittelt werden.				



[A] betrachteter Querschnitt [B] Stab I [C] Stab II [D] Stab III [E] Stab IV

BEISPIEL Die Stäbe II und III liegen außerhalb des betrachteten Abschnitts:

$\rho_1 = 50 \%$ und $\alpha_6 = 1,4$.

Bild 8.8 — Anteil gestoßener Stäbe in einem Stoßabschnitt

8.7.4 Querbewehrung im Bereich der Übergreifungsstöße

8.7.4.1 Querbewehrung für Zugstäbe

(1) Im Stoßbereich wird Querbewehrung benötigt, um Querkzugkräfte aufzunehmen.

(2) Wenn der Durchmesser der gestoßenen Stäbe $\phi < 20$ mm ist oder der Anteil gestoßener Stäbe in jedem Querschnitt höchstens 25 % beträgt, dann darf die aus anderen Gründen vorhandene Querbewehrung oder Bügel ohne jeden weiteren Nachweis als ausreichend zur Aufnahme der Querkzugkräfte angesehen werden.

(3) Wenn der Durchmesser der gestoßenen Stäbe $\phi \geq 20$ mm ist, [AC] darf in der Regel die Gesamtquerschnittsfläche der Querbewehrung ΣA_{st} (Summe aller [AC] Schenkel, die parallel zur Lage der gestoßenen Bewehrung verlaufen) nicht kleiner als die Querschnittsfläche A_s eines gestoßenen Stabes ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$) sein. Der Querstab sollte orthogonal zur Richtung der gestoßenen Bewehrung angeordnet werden.

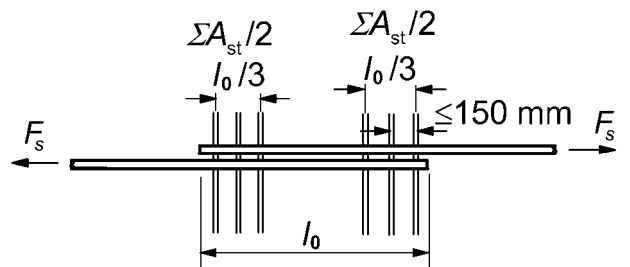
DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Werden mehr als 50 % der Bewehrung in einem Querschnitt gestoßen und ist der Abstand zwischen benachbarten Stößen in einem Querschnitt $a \leq 10\phi$ (siehe Bild 8.7), ist in der Regel die Querbewehrung in Form von Bügeln oder Steckbügeln ins Innere des Betonquerschnitts zu verankern.

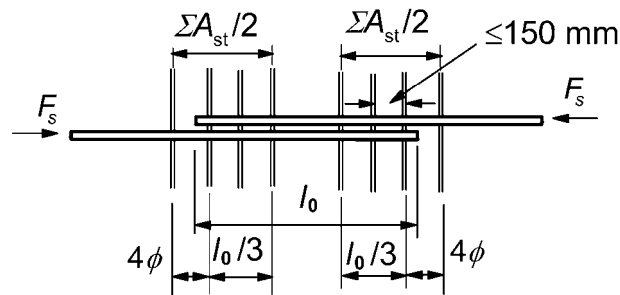
(4) Die nach Absatz (3) erforderliche Querbewehrung ist in der Regel im Anfangs- und Endbereich der Übergreifungslänge nach Bild 8.9a) zu konzentrieren.

8.7.4.2 Querbewehrung für Druckstäbe

(1) Zusätzlich zu den Regeln für Zugstäbe muss in der Regel ein Stab der Querbewehrung außerhalb des Stoßbereichs, jedoch nicht weiter als 4ϕ von den Enden der Stoßbereiche entfernt liegen (siehe Bild 8.9b)).



a) Zugstäbe



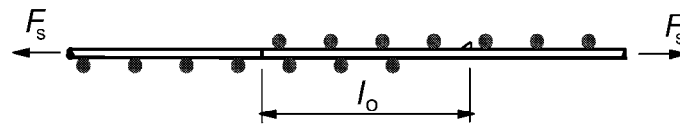
b) Druckstäbe

Bild 8.9 — Querbewehrung für Übergreifungsstöße

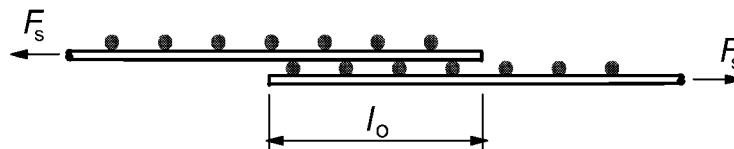
8.7.5 Stöße von Betonstahlmatten aus Rippenstahl

8.7.5.1 Stöße der Hauptbewehrung

(1) Die Stöße dürfen entweder durch Verschränkung oder als Zwei-Ebenen-Stoß von Betonstahlmatten ausgeführt werden (Bild 8.10).



a) Verschränkung von Betonstahlmatten (Längsschnitt)



b) Zwei-Ebenen-Stoß von Betonstahlmatten (Längsschnitt)

Bild 8.10 — Übergreifungsstöße von geschweißten Betonstahlmatten

- (2) Bei Ermüdungsbelastungen ist in der Regel eine Verschränkung auszuführen.
- (3) Bei verschränkten Betonstahlmatten muss in der Regel die Anordnung der Hauptlängsstäbe im Übergreifungsstoß Abschnitt 8.7.2 entsprechen. Günstige Auswirkungen der Querstäbe sollten mit $\alpha_3 = 1,0$ vernachlässigt werden.
- (4) Bei Betonstahlmatten mit Zwei-Ebenen-Stoß müssen in der Regel die Stöße der Hauptbewehrung generell in Bereichen liegen, in denen die Stahlspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht mehr als 80 % des Bemessungswerts der Stahlfestigkeit beträgt.
- (5) Wenn Absatz (4) nicht eingehalten wird, ist in der Regel die statische Nutzhöhe bei der Berechnung des Biegewiderstands gemäß 6.1 für die am weitesten von der Zugseite entfernte Bewehrungslage zu bestimmen. Außerdem ist in der Regel bei der Rissbreitenbegrenzung im Bereich der Stoßenden aufgrund der dort vorliegenden Diskontinuität die Stahlspannung für die Anwendung der Tabellen 7.2 und 7.3 um 25 % zu erhöhen.
- (6) Der Anteil der Hauptbewehrung, der in jedem beliebigen Querschnitt gestoßen werden darf, muss in der Regel nachfolgenden Bedingungen entsprechen:
- Bei verschränkten Betonstahlmatten gelten die Werte aus Tabelle 8.3.
 - Bei Betonstahlmatten im Zwei-Ebenen-Stoß hängt der zulässige Anteil einer mittels Übergreifung gestoßenen Hauptbewehrung in jedem Querschnitt von der vorhandenen Querschnittsfläche der geschweißten Betonstahlmatte $(A_s/s)_{\text{prov}}$ ab, wobei s der Abstand der Stäbe ist:
 - 100 % wenn $(A_s/s)_{\text{prov}} \leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$;
 - 60 % wenn $(A_s/s)_{\text{prov}} > 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$.
 - Bei mehrlagiger Bewehrung sind in der Regel die Stöße der einzelnen Lagen mindestens um die 1,3fache Übergreifungslänge l_0 in Längsrichtung gegeneinander zu versetzen (l_0 nach 8.7.3).
- (7) Eine zusätzliche Querbewehrung im Stoßbereich ist nicht erforderlich.

8.7.5.2 Stöße der Querbewehrung

- (1) Die Querbewehrung darf vollständig in einem Schnitt gestoßen werden. Die Mindestwerte für die Übergreifungslänge l_0 sind in Tabelle 8.4 enthalten; innerhalb der Übergreifungslänge zweier Stäbe der Querbewehrung müssen in der Regel mindestens zwei Stäbe der Hauptbewehrung vorhanden sein.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Tabelle 8.4 — Erforderliche Übergreifungslängen für Stöße von Querbewehrung

Stabdurchmesser (mm)	Übergreifungslänge
$\phi \leq 6$	≥ 150 mm; jedoch mindestens 1 Mattenmasche
$6 < \phi \leq 8,5$	≥ 250 mm; jedoch mindestens 2 Mattenmaschen
$8,5 < \phi \leq 12$	≥ 350 mm; jedoch mindestens 2 Mattenmaschen

8.8 Zusätzliche Regeln bei großen Stabdurchmessern

(1) Bei Stäben mit einem Durchmesser größer als ϕ_{arge} gelten die nachfolgenden Regeln zusätzlich zu den in 8.4 und 8.7 angegebenen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert ϕ_{arge} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 32 mm.

(2) Bei Verwendung solcher großen Stabdurchmesser dürfen die Rissbreiten entweder durch Verwendung einer Oberflächenbewehrung (siehe 9.2.4) oder durch Berechnung (siehe 7.3.4) begrenzt werden.

(3) Bei Verwendung großer Stabdurchmesser nehmen sowohl die Spaltkräfte als auch die Dübelwirkung zu. Solche Stäbe sind in der Regel mit Ankerkörpern zu verankern. Alternativ dürfen sie als gerade Stäbe mit umschnürenden Bügeln verankert werden.

(4) In der Regel dürfen Stäbe mit großen Durchmessern nicht gestoßen werden. Ausnahmen hiervon sind in Querschnitten mit einer Mindestabmessung von 1,0 m oder bei einer Stahlspannung bis maximal 80 % des Bemessungswerts der Stahlfestigkeit zulässig.

(5) In Verankerungsbereichen ohne Querdruck ist in der Regel zusätzlich zur Querkraftbewehrung Querbewehrung einzulegen.

(6) Bei Verankerungen von geraden Stäben darf in der Regel die zusätzliche Bewehrung nach (5) nicht weniger betragen als (siehe Bild 8.11 für die verwendeten Bezeichnungen):

— parallel zur Zugseite: $A_{\text{sh}} = 0,25 \cdot A_s \cdot n_1$
(8.12)

— senkrecht zur Zugseite: $A_{\text{sv}} = 0,25 \cdot A_s \cdot n_2$
(8.13)

Dabei ist

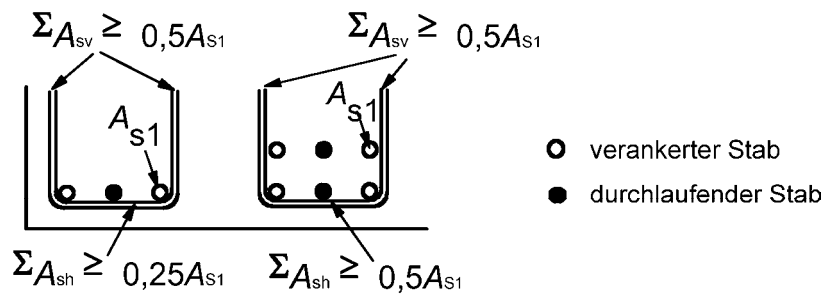
A_s die Querschnittsfläche eines verankerten Stabes;

n_1 die Anzahl der Lagen mit Stäben, die in derselben Stelle im Bauteil verankert sind;

n_2 die Anzahl der Stäbe, die in jeder Lage verankert sind.

(7) Die zusätzliche Querbewehrung ist in der Regel gleichmäßig im Verankerungsbereich zu verteilen, wobei die Stababstände das 5fache des Durchmessers der Längsbewehrung nicht übersteigen sollten.

(8) Für die Oberflächenbewehrung gilt 9.2.4. Die Querschnittsfläche der Oberflächenbewehrung darf in der Regel nicht kleiner als $0,01A_{\text{ct,ext}}$ orthogonal und $0,02A_{\text{ct,ext}}$ parallel zu den Stäben mit großen Durchmessern sein.



BEISPIEL Im linken Beispiel ist $n_1 = 1$, $n_2 = 2$ und im rechten Beispiel ist $n_1 = 2$, $n_2 = 2$

Bild 8.11 — Zusätzliche Bewehrung für große Stabdurchmesser im Verankerungsbereich ohne Querdruck

8.9 Stabbündel

8.9.1 Allgemeines

(1) Wenn nicht anders festgelegt, gelten die Regeln für Einzelstäbe auch für Stabbündel. In einem Stabbündel müssen in der Regel alle Stäbe gleiche Eigenschaften aufweisen (Sorte und Festigkeitsklasse). Stäbe mit verschiedenen Durchmessern dürfen gebündelt werden, wenn das Verhältnis der Durchmesser den Wert 1,7 nicht übersteigt.

(2) Für die Bemessung wird das Stabbündel durch einen Ersatzstab mit gleicher Querschnittsfläche und gleichem Schwerpunkt ersetzt. Der Vergleichsdurchmesser ϕ_n dieses Ersatzstabs ergibt sich zu:

$$\phi_n = \phi \cdot \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (8.14)$$

Dabei ist

n_b die Anzahl der Bewehrungsstäbe eines Stabbündels mit folgenden Grenzwerten:

$n_b \leq 4$ für lotrechte Stäbe unter Druck und für Stäbe in einem Übergreifungsstoß;

$n_b \leq 3$ für alle anderen Fälle.

(3) Für Stabbündel gelten die in 8.2 aufgeführten Regeln für die Stababstände. Dabei ist in der Regel der Vergleichsdurchmesser ϕ_n zu verwenden, wobei jedoch der lichte Abstand zwischen den Bündeln vom äußeren Bündelumfang zu messen ist. Die Betondeckung ist in der Regel vom äußeren Bündelumfang zu messen und darf nicht weniger als ϕ_n betragen.

(4) Zwei sich berührende, übereinanderliegende Stäbe in guten Verbundbedingungen brauchen nicht als Bündel behandelt zu werden.

8.9.2 Verankerung von Stabbündeln

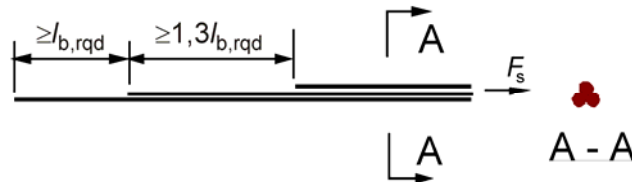
(1) Stabbündel unter Zug dürfen über End- und Zwischenauflagern enden. Bündel mit einem Vergleichsdurchmesser < 32 mm dürfen in der Nähe eines Auflagers ohne Längsversatz der Einzelstäbe enden. Bei Bündeln mit einem Vergleichsdurchmesser ≥ 32 mm, die in der Nähe eines Auflagers verankert sind, sind in der Regel die Enden der Einzelstäbe gemäß Bild 8.12 in Längsrichtung zu versetzen.

(2) Werden Einzelstäbe mit einem Längsversatz größer $1,3l_{b,rqd}$ verankert (mit $l_{b,rqd}$ für den Stabdurchmesser), darf der Stabdurchmesser zur Berechnung von l_{bd} verwendet werden (siehe Bild 8.12). Andernfalls ist in der Regel der Vergleichsdurchmesser des Bündels ϕ_n zu verwenden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(3) Bei druckbeanspruchten Stabbündeln dürfen alle Stäbe an einer Stelle enden. Für einen Vergleichsdurchmesser ≥ 32 mm sind in der Regel mindestens vier Bügel mit ≥ 12 mm am Ende des Bündels anzuordnen. Ein weiterer Bügel ist in der Regel direkt hinter dem Stabende anzuordnen.

AC



AC

Bild 8.12 — Verankerung von Stabbündeln bei auseinander gezogenen rechnerischen Endpunkten

8.9.3 Gestoßene Stabbündel

(1) Die Übergreifungslänge nach 8.7.3 ist in der Regel mit dem Vergleichsdurchmesser ϕ_n (aus 8.9.1 (2)) zu ermitteln.

(2) Bündel aus zwei Stäben mit einem Vergleichsdurchmesser $\phi_n < 32$ mm dürfen ohne Längsversatz der Stäbe gestoßen werden. Dabei ist in der Regel der Vergleichsdurchmesser zur Berechnung von l_0 zu verwenden.

(3) Bei Bündeln aus zwei Stäben mit einem Vergleichsdurchmesser $\phi_n \geq 32$ mm oder bei Bündeln aus drei Stäben sind in der Regel die Einzelstäbe gemäß Bild 8.13 um mindestens $1,3l_0$ in Längsrichtung versetzt zu stoßen. Dabei bezieht sich l_0 auf den Einzelstab. In diesem Fall wird der vierte Stab als übergreifender Stab (Stoßlasche) verwendet. In jedem Schnitt eines gestoßenen Bündels dürfen in der Regel höchstens vier Stäbe vorhanden sein. Bündel mit mehr als drei Stäben dürfen in der Regel nicht gestoßen werden.

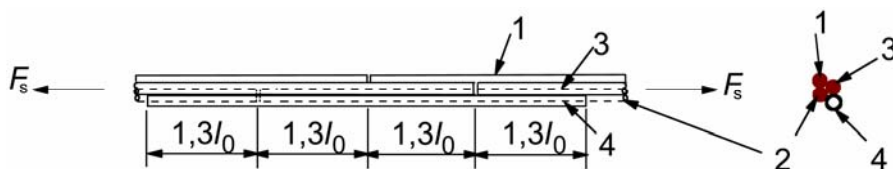


Bild 8.13 — Zugbeanspruchter Übergreifungsstoß mit viertem Zulagestab

8.10 Spannglieder

8.10.1 Anordnung von Spanngliedern und Hüllrohren

8.10.1.1 Allgemeines

(1)P Die Abstände der Hüllrohre und Spannglieder müssen so festgelegt werden, dass das Einbringen und Verdichten des Betons einwandfrei möglich ist und dass ein ausreichender Verbund zwischen dem Beton und den Spanngliedern erzielt werden kann.

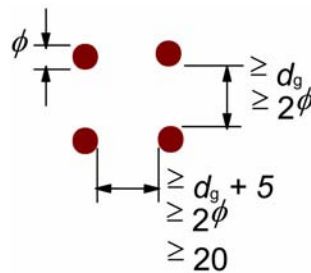
8.10.1.2 Spannglieder im sofortigen Verbund

(1) Der horizontale und vertikale lichte Mindestabstand einzelner Spannglieder gemäß Bild 8.14 ist in der Regel einzuhalten. Andere Abstände dürfen verwendet werden, wenn durch Versuchsergebnisse für den Grenzzustand der Tragfähigkeit Folgendes nachgewiesen werden kann:

- die Begrenzung der Betondruckspannung an der Verankerung,
- kein Abplatzen des Betons,
- die Verankerung von Spanngliedern im sofortigen Verbund,
- das Einbringen des Betons zwischen den Spanngliedern.

Die Dauerhaftigkeit und die Korrosionsgefahr der Spannglieder an den Bauteilenden sind in der Regel dabei ebenfalls zu berücksichtigen.

(2) Eine Bündelung von Spanngliedern im Verankerungsbereich ist in der Regel zu vermeiden, es sei denn, dass das einwandfreie Einbringen und Verdichten des Betons und ausreichender Verbund zwischen dem Beton und den Spanngliedern sichergestellt werden kann.



ANMERKUNG Dabei sind ϕ der Durchmesser des Spannglieds im sofortigen Verbund und d_g der Durchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung.

Bild 8.14 — Lichter Mindestabstand für Spannglieder im sofortigen Verbund

8.10.1.3 Hüllrohre für Spannglieder im nachträglichen Verbund

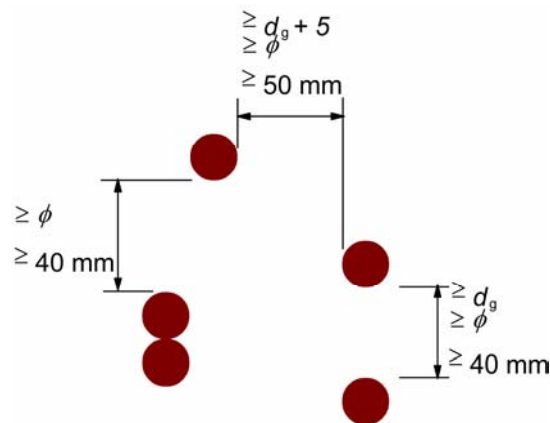
(1)P Die Hüllrohre für Spannglieder im nachträglichen Verbund müssen so angeordnet und konstruiert werden, dass

- der Beton sicher eingebracht werden kann, ohne dass die Hüllrohre beschädigt werden,
- der Beton an den gebogenen Hüllrohrabschnitten die Umlenkkräfte während und nach dem Vorspannen aufnehmen kann,
- kein Verpressmaterial während des Verpressens in andere Hüllrohre austreten kann.

(2) Hüllrohre für Spannglieder im nachträglichen Verbund dürfen in der Regel nicht gebündelt werden (Ausnahme: vertikal übereinander liegendes Hüllrohrpaar).

(3) Die lichten Mindestabstände zwischen Hüllrohren nach Bild 8.15 sind in der Regel einzuhalten.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)



ANMERKUNG Dabei sind ϕ der Durchmesser des Hüllrohrs für den nachträglichen Verbund und d_g der Durchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung.

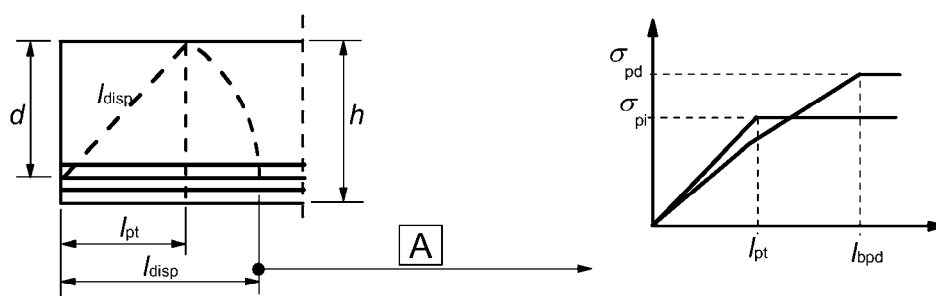
Bild 8.15 — Lichter Mindestabstand zwischen Hüllrohren

8.10.2 Verankerung bei Spanngliedern im sofortigen Verbund

8.10.2.1 Allgemeines

(1) In den Verankerungsbereichen von Spanngliedern im sofortigen Verbund sind in der Regel folgende Längen zu berücksichtigen (siehe Bild 8.16):

- Übertragungslänge l_{pt} , über die die Vorspannkraft (P_0) vollständig in den Beton übertragen wird; siehe 8.10.2.2 (2),
- Eintragungslänge l_{disp} , über die die Betonspannungen schrittweise in einen linearen Verlauf über den Betonquerschnitt übergehen, siehe 8.10.2.2 (4),
- Verankerungslänge l_{bpd} , über die die Kraft des Spannglieds F_{pd} im Grenzzustand der Tragfähigkeit vollständig im Beton verankert wird, siehe 8.10.2.3 (4) und (5).



A — Lineare Spannungsverteilung im Bauteilquerschnitt

Bild 8.16 — Übertragung der Vorspannung bei Bauteilen aus Spannbeton; Längenparameter

8.10.2.2 Übertragung der Vorspannung

(1) Beim Absetzen der Spannkraft darf davon ausgegangen werden, dass die Vorspannung mit einer konstanten Verbundspannung f_{bpt} in den Beton übertragen wird:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad (8.15)$$

Dabei ist

η_{p1} ein Beiwert zur Berücksichtigung der Art des Spannglieds und der Verbundbedingungen beim Absetzen der Spannkraft:

$\eta_{p1} = 2,7$ für profilierte Drähte,
 $\eta_{p1} = 3,2$ für Litzen mit 3 und 7 Drähten;

$\eta_1 = 1,0$ für gute Verbundbedingungen (siehe 8.4.2),

$\eta_1 = 0,7$ für andere Verbundbedingungen, wenn kein höherer Wert durch Maßnahmen in der Bauausführung gerechtfertigt werden kann;

$f_{ctd}(t)$ der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt des Absetzens der Spannkraft:
 $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$ (siehe auch 3.1.2 (9) und 3.1.6 (2)P). AC

ANMERKUNG Die Werte von η_{p1} für andere außer den oben aufgeführten Arten von Spanngliedern dürfen einer Europäischen Technischen Zulassung entnommen werden.

(2) Der Grundwert der Übertragungslänge l_{pt} beträgt:

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (8.16)$$

Dabei ist

$\alpha_1 = 1,0$ für das schrittweise Absetzen der Spannkraft,

$\alpha_1 = 1,25$ für das plötzliche Absetzen der Spannkraft;

$\alpha_2 = 0,25$ für Spannstahl mit runden Querschnitten,

$\alpha_2 = 0,19$ für Litzen mit 3 und 7 Drähten;

ϕ der Nenndurchmesser des Spannstahls;

σ_{pm0} die Spannstahlspannung direkt nach dem Absetzen der Spannkraft.

(3) Der Bemessungswert der Übertragungslänge ist in der Regel je nach Bemessungssituation als der ungünstigere der folgenden zwei Werte anzunehmen:

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} \quad (8.17)$$

oder

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (8.18)$$

ANMERKUNG In der Regel wird der niedrigere der beiden Werte zum Nachweis der örtlichen Spannungen beim Absetzen der Spannkraft verwendet und der höhere Wert für Grenzzustände der Tragfähigkeit (Querkraft, Verankerung usw.).

(4) Es darf davon ausgegangen werden, dass die Betonspannungen außerhalb der Eintragungslänge einen linearen Verlauf aufweisen; AC siehe Bild 8.16 AC:

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (8.19)$$

(5) Ein alternativer Spannkraftverlauf im Eintragungsbereich darf angenommen werden, wenn dieser ausreichend begründet ist und die Übertragungslänge entsprechend modifiziert wurde.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

8.10.2.3 AC Verankerung der Spannglieder in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit AC

(1) Die Verankerung der Spannglieder ist in der Regel nachzuweisen, wenn die Zugspannung im Verankerungsbereich $f_{ctk,0,05}$ überschreitet. Die Kraft in den Spanngliedern ist dabei in der Regel für einen gerissenen Querschnitt AC unter Berücksichtigung der Querkraft gemäß 6.2.3 (7) zu berechnen, siehe auch AC 9.2.1.3. Wenn die Betonzugspannung $\leq f_{ctk,0,05}$ beträgt, ist der Nachweis der Verankerung nicht erforderlich.

(2) Die Verbundfestigkeit für die Verankerung im Grenzzustand der Tragfähigkeit beträgt

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} \quad (8.20)$$

Dabei ist

η_{p2} der Beiwert zur Berücksichtigung der Art des Spannglieds und den Verbundbedingungen bei der Verankerung:

$\eta_{p2} = 1,4$ für profilierte Drähte,
 $\eta_{p2} = 1,2$ für Litzen mit 7 Drähten;

η_1 in 8.10.2.2 (1) definiert.

ANMERKUNG Die Werte von η_{p2} für andere außer den oben aufgeführten Arten von Spanngliedern dürfen einer Europäischen Technischen Zulassung entnommen werden.

(3) Da die Sprödigkeit mit steigender Betonfestigkeit zunimmt, ist $f_{ctk,0,05}$ hier in der Regel auf den Wert für die Betonfestigkeitsklasse C60/75 zu begrenzen, wenn nicht nachgewiesen werden kann, dass die durchschnittliche Verbundfestigkeit größer ist.

(4) Die Gesamtverankerungslänge zur Verankerung eines Spanngliedes mit der Spannung σ_{pd} beträgt:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad (8.21)$$

Dabei ist

l_{pt2} der obere Bemessungswert der Übertragungslänge; siehe 8.10.2.2 (3);

α_2 in 8.10.2.2 (2) definiert;

σ_{pd} die Spannung im Spannglied, die der Kraft nach Absatz (1) entspricht;

$\sigma_{pm\infty}$ die Vorspannung abzüglich aller Spannkraftverluste.

(5) Die Spannungen in Spanngliedern im Verankerungsbereich sind in Bild 8.17 dargestellt.

(6) Wird eine Betonstahlbewehrung mit Spannstahl kombiniert, dürfen die Tragfähigkeiten der einzelnen Verankerungen addiert werden.

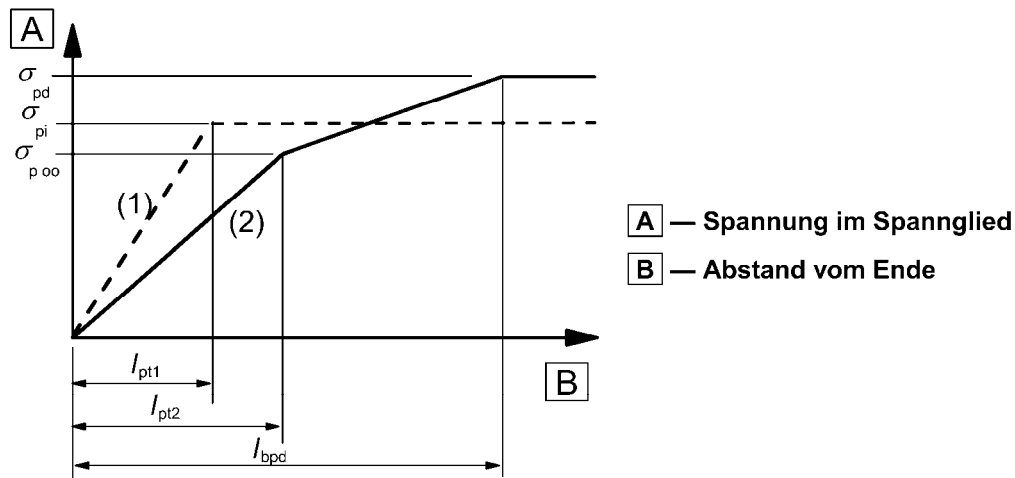


Bild 8.17 — Spannungen im Verankerungsbereich von Bauteilen aus Spannbeton mit Spanngliedern im sofortigen Verbund: (1) beim Absetzen, (2) im GZT

8.10.3 Verankerungsbereiche bei Spanngliedern im nachträglichen oder ohne Verbund

- (1) Die Bemessung der Verankerungsbereiche muss in der Regel den Anwendungsregeln dieses Abschnitts und denen nach 6.5.3 entsprechen.
- (2) Werden die Auswirkungen der Vorspannung als eine konzentrierte Kraft auf den Verankerungsbereich betrachtet, muss in der Regel der Bemessungswert der Spanngliedkraft unter Berücksichtigung von 2.4.2.2 (3) ermittelt werden, wobei die niedrigere charakteristische Betonzugfestigkeit anzusetzen ist
- (3) Die Spannung hinter den Verankerungsplatten ist in der Regel gemäß der maßgebenden Europäischen Technischen Zulassung nachzuweisen.
- (4) Die Zugkräfte, die aufgrund der konzentrierten Krafteintragung auftreten, sind in der Regel mittels eines Stabwerkmodells oder eines anderen geeigneten Modells nachzuweisen (siehe 6.5). Die Bewehrung ist dabei unter der Annahme durchzubilden, dass sie mit dem Bemessungswert ihrer Festigkeit beansprucht wird. Wenn die Spannung in dieser Bewehrung auf 300 N/mm² begrenzt wird, ist ein Nachweis der Rissbreite nicht erforderlich.
- (5) Vereinfachend darf angenommen werden, dass sich die Vorspannkraft mit einem Ausbreitungswinkel von 2β (siehe Bild 8.18) ausbreitet. Die Ausbreitung beginnt am Ende der Ankerkörper, wobei β mit $\arctan 2/3$ angenommen werden darf.

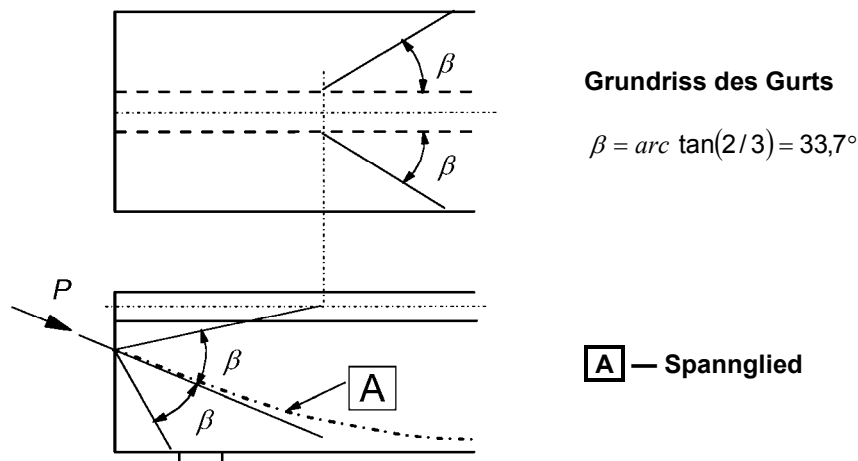


Bild 8.18 — Eintragung der Vorspannung

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

8.10.4 Verankerungen und Spanngliedkopplungen für Spannglieder

(1)P Ankerkörper für Spannglieder im nachträglichen Verbund müssen den Spezifikationen des Vorspannsystems entsprechen. Die Verankerungslängen von Spanngliedern im sofortigen Verbund müssen so bemessen sein, dass der maximale Bemessungswert der Spanngliedkraft aufgenommen werden kann, wobei die Auswirkungen wiederholter schneller Einwirkungswechsel zu berücksichtigen sind.

(2)P Spanngliedkopplungen müssen den Spezifikationen des Vorspannsystems entsprechen. Sie müssen unter Berücksichtigung von möglichen durch sie hervorgerufenen Störungen so angeordnet werden, dass die Tragfähigkeit des Bauteils nicht beeinträchtigt wird und dass Zwischenverankerungen im Bauzustand ordnungsgemäß vorgenommen werden können.

(3) Die Berechnung örtlicher Auswirkungen auf Beton und Querbewehrung ist in der Regel in Übereinstimmung mit 6.5 und 8.10.3 durchzuführen.

(4) In der Regel sind Kopplungen in Bereichen außerhalb von Zwischenauflagern anzuordnen.

(5) Die Anordnung von 50 % und mehr Spanngliedkopplungen in einem Querschnitt ist in der Regel zu vermeiden, wenn nicht nachgewiesen werden kann, dass ein höherer Anteil die Sicherheit des Tragwerks nicht beeinträchtigt.

8.10.5 Umlenkstellen

(1)P Eine Umlenkstelle muss die folgenden Bedingungen erfüllen:

- sie muss die Normal- und Querkräfte, die das Spannglied auf die Umlenkstelle überträgt, aufnehmen und diese Kräfte in das Tragwerk weiterleiten können,
- sie muss sicherstellen, dass der Krümmungsradius des Spannglieds zu keiner Spannungsüberschreitung oder keinem Schaden am Spannglied führt.

(2)P In den Umlenkbereichen müssen die Hüllrohre, die die Führung für die Spannglieder bilden, dem Radialdruck und der Längsverschiebung des Spannglieds widerstehen können, ohne das Spannglied zu beschädigen und ohne seine Funktion zu beeinträchtigen.

(3)P Der Krümmungsradius eines Spanngliedes in einem Umlenkbereich muss die Anforderungen der EN 10138 und der maßgebenden Europäischen Technischen Zulassungen erfüllen.

(4) Planmäßige Umlenkungen eines Spannglieds bis zu einem Winkel von 0,01 rad sind ohne Umlenkstelle zulässig. Kräfte, die infolge einer Winkeländerung mittels einer Umlenkstelle in Übereinstimmung mit der maßgebenden Europäischen Technischen Zulassung entstehen, sind in der Regel in der Bemessung zu berücksichtigen.

9 KONSTRUKTIONSREGELN

9.1 Allgemeines

(1)P Die Anforderungen an die Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit werden durch die Einhaltung der Regeln dieses Abschnitts zusätzlich zu den anderweitig aufgeführten allgemeinen Regeln erfüllt.

(2) Die bauliche Durchbildung von Bauteilen muss in der Regel mit den zur Bemessung verwendeten Modellen übereinstimmen.

(3) Die Anordnung von Mindestbewehrung erfolgt zur Vermeidung unangekündigten Versagens und breiter Risse sowie zur Aufnahme von Zwangsschnittgrößen.

ANMERKUNG Die in diesem Abschnitt aufgeführten Regeln gelten überwiegend für den Stahlbetonhochbau.

9.2 Balken

9.2.1 Längsbewehrung

9.2.1.1 Mindestbewehrung und Höchstbewehrung

(1) Die Mindestquerschnittsfläche der Längszugbewehrung muss in der Regel $A_{s,min}$ entsprechen.

ANMERKUNG 1 Siehe auch 7.3 für die Querschnittsflächen der Längszugbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten.

ANMERKUNG 2 Der landesspezifische Wert von $A_{s,min}$ für Balken darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert wird durch folgende Gleichung ermittelt:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (9.1N)$$

Dabei ist

b_t die mittlere Breite der Zugzone; bei Plattenbalken mit gedrücktem Gurt ist für die Berechnung von b_t nur die Stegbreite in Rechnung zu stellen;

f_{ctm} entsprechend der maßgebenden Betonfestigkeitsklasse nach Tabelle 3.1 zu bestimmen.

Alternativ darf bei untergeordneten Bauteilen, bei denen ein bestimmtes Risiko unangekündigten Versagens in Kauf genommen werden kann, der Wert $A_{s,min}$ mit der 1,2fachen Querschnittsfläche, die für den Nachweis des GZT benötigt wird, angesetzt werden.

(2) Querschnitte mit weniger Bewehrung als $A_{s,min}$ gelten als unbewehrt (siehe Kapitel 12).

(3) Die Querschnittsfläche der Zug- oder Druckbewehrung darf in der Regel außerhalb von Stoßbereichen $A_{s,max}$ nicht überschreiten.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von $A_{s,max}$ für Balken darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $0,04A_c$.

(4) Bei Bauteilen mit Spanngliedern ohne Verbund oder mit externer Vorspannung ist in der Regel nachzuweisen, dass der Biege widerstand im GZT größer ist als das Biegerissmoment. Ein Biege widerstand in 1,15facher Höhe des Rissmoments ist ausreichend.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

9.2.1.2 Weitere Konstruktionsregeln

(1) In monolithisch hergestellten Balken sind in der Regel bei Annahme einer gelenkigen Lagerung die Querschnitte an den Auflagern für ein Moment infolge teilweiser Einspannung zu bemessen, das mindestens dem β_1 -fachen maximalen benachbarten Feldmoment entspricht.

ANMERKUNG 1 Der landesspezifische Wert von β_1 für Balken darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,15.

ANMERKUNG 2 Es gilt die in 9.2.1.1 (1) definierte Mindestquerschnittsfläche der Längsbewehrung.

(2) An Zwischenauflagern von durchlaufenden Plattenbalken ist in der Regel die gesamte Querschnittsfläche der Zugbewehrung A_s über die effektive Breite des Gurtcs zu verteilen (siehe 5.3.2). Ein Teil davon darf über dem Steg konzentriert werden (siehe Bild 9.1).

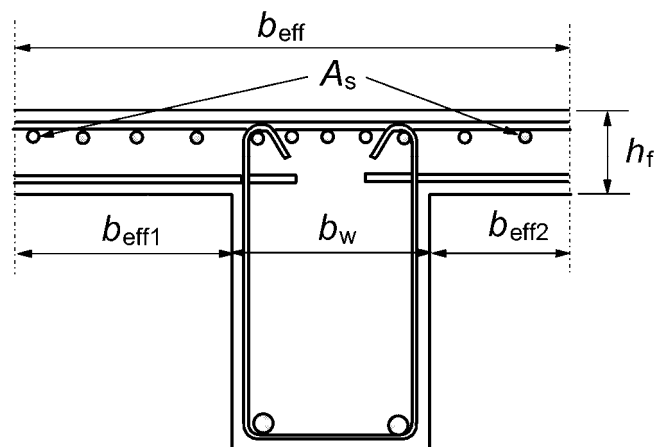


Bild 9.1 — Anordnung der Zugbewehrung im Plattenbalkenquerschnitt

(3) Die im GZT rechnerisch erforderliche Druckbewehrung (Stabdurchmesser ϕ) ist in der Regel durch Querbewehrung mit einem Stababstand von maximal 15ϕ zu sichern.

9.2.1.3 Zugkraftdeckung

(1) Für alle Querschnitte ist in der Regel ausreichende Bewehrung vorzusehen, um die Umhüllende der einwirkenden Zugkraft aufzunehmen. Dabei sind die Auswirkungen von geneigten Rissen in Stegen und Gurtcs zu berücksichtigen.

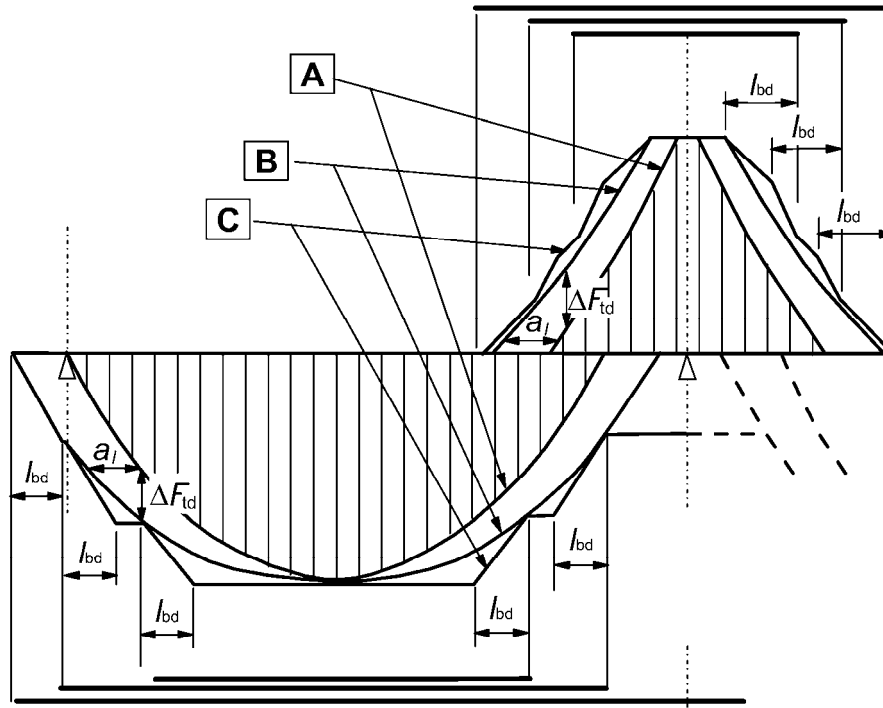
(2) Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung ist in der Regel die zusätzliche Zugkraft ΔF_{td} entsprechend 6.2.3 (7) zu ermitteln. Bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung darf ΔF_{td} berücksichtigt werden, indem der Verlauf des Biegemoments gemäß 6.2.2 (5) um das Versatzmaß $a_1 = d$ verschoben wird. Dieses Versatzmaß darf alternativ auch bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung verwendet werden. Dabei gilt:

$$a_1 = z (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad (9.2)$$

Die zusätzliche Zugkraft ist in Bild 9.2 dargestellt.

(3) Die Tragfähigkeit der Stäbe innerhalb ihrer Verankerungslängen darf unter Annahme eines linearen Kraftverlaufs berücksichtigt werden, siehe Bild 9.2. Als auf der sicheren Seite liegende Vereinfachung darf diese Annahme vernachlässigt werden (konstanter Kraftverlauf).

(4) Die Verankerungslänge aufgebogener Querkraftbewehrung muss in der Regel in der Zugzone mindestens $1,3l_{bd}$ und in der Druckzone mindestens $0,7l_{bd}$ betragen. Sie wird vom Schnittpunkt zwischen den Achsen des aufgebogenen Stabs und der Längsbewehrung aus gemessen.



A — Umhüllende für $M_{Ed}/z + N_{Ed}$ **B** — Einwirkende Zugkraft F_s **C** — Aufnehmbare Zugkraft F_{Rs}

Bild 9.2 — Darstellung der Staffelung der Längsbewehrung unter Berücksichtigung geneigter Risse und der Tragfähigkeit der Bewehrung innerhalb der Verankerungslängen

9.2.1.4 Verankerung der unteren Bewehrung an Endauflagern

(1) **AC** Die Querschnittsfläche der unteren Bewehrung an Endauflagern, für die bei der Bemessung wenig oder keine Einspannung angenommen wurde, **AC** muss in der Regel mindestens das β_2 -fache der Feldbewehrung betragen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von β_2 für Balken darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,25.

(2) **AC** Die zu verankernde Zugkraft darf gemäß 6.2.3 (7) (Bauteile **AC** mit Querkraftbewehrung) gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Normalkraft oder mit dem Versatzmaß ermittelt werden:

$$\text{AC } F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_l / z + N_{Ed} \text{ AC} \quad (9.3)$$

Dabei ist N_{Ed} die Normalkraft, die zur Zugkraft addiert oder von ihr abgezogen wird; für a_l siehe auch 9.2.1.3 (2).

(3) Die Verankerungslänge l_{bd} nach 8.4.4 beginnt am Auflagerrand. Bei direkter Auflagerung darf der Querdruck berücksichtigt werden. Siehe Bild 9.3.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

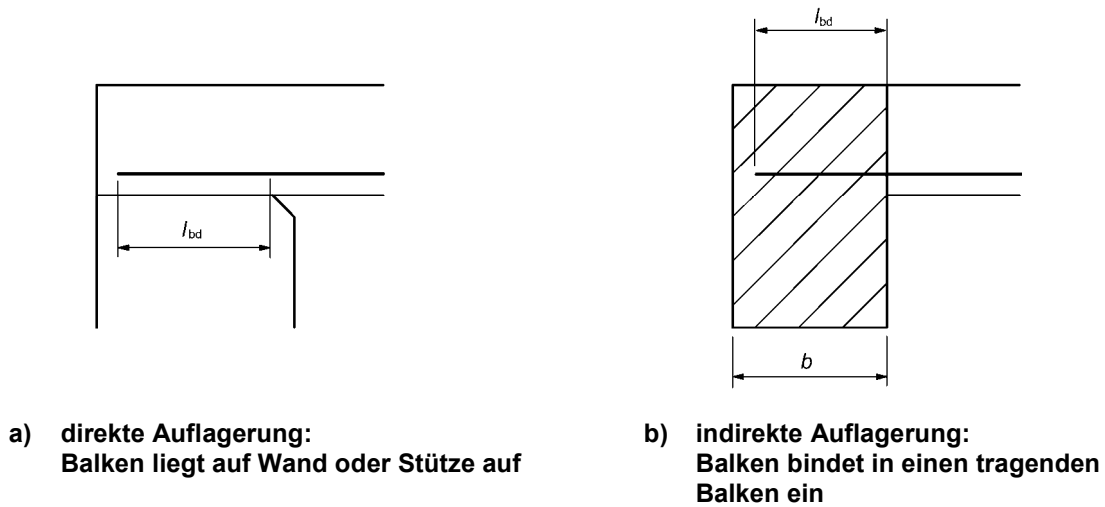


Bild 9.3 — Verankerung der unteren Bewehrung an Endauflagern

9.2.1.5 Verankerung der unteren Bewehrung an Zwischenauflagern

- (1) Es gilt die Querschnittsfläche der Bewehrung nach 9.2.1.4 (1).
- (2) Die Verankerungslänge muss in der Regel mindestens 10ϕ (für gerade Stäbe) oder mindestens den Biegerollendurchmesser (für Haken und Winkelhaken mit mindestens 16 mm Stabdurchmesser) oder den doppelten Biegerollendurchmesser (in den anderen Fällen) betragen (siehe Bild 9.4a)). Im Allgemeinen sind die Mindestwerte maßgebend. Es darf jedoch auch eine genauere Berechnung nach 6.6 durchgeführt werden.
- (3) Eine Bewehrung, die mögliche positive Momente aufnehmen kann (z. B. Auflagersetzungen, Explosion usw.), ist in der Regel in den Vertragsunterlagen festzulegen. Diese Bewehrung ist in der Regel durchlaufend auszuführen, z. B. durch gestoßene Stäbe (siehe Bild 9.4 b) oder c)).

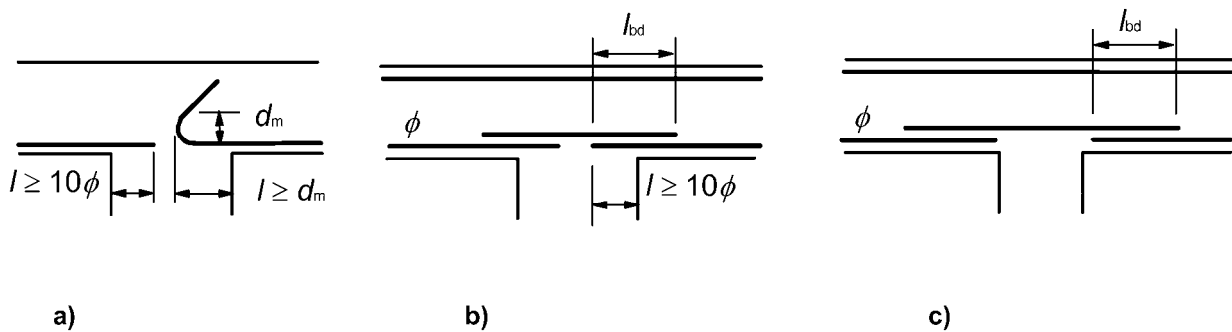
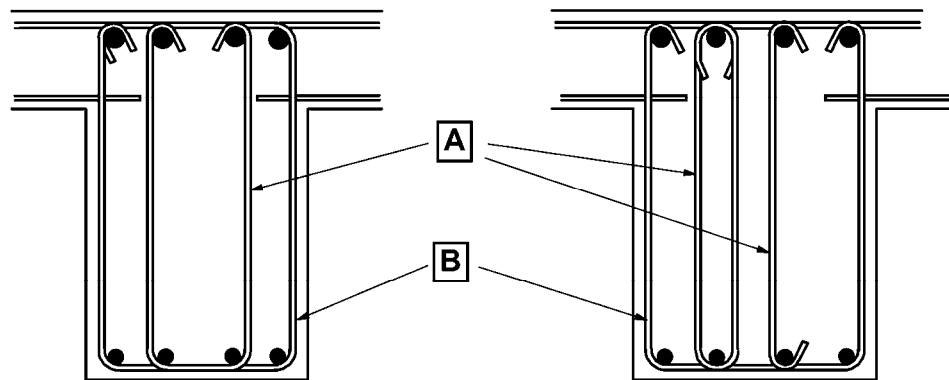


Bild 9.4 — Verankerung an Zwischenauflagern

9.2.2 Querkraftbewehrung

- (1) Die Querkraftbewehrung muss in der Regel mit der Schwerachse des Bauteils einen Winkel von 45° bis 90° bilden.
- (2) Sie darf aus einer Kombination folgender Bewehrungen bestehen:
- Bügel, die die Längszugbewehrung und die Druckzone umfassen (siehe Bild 9.5),
 - aufgebogene Stäbe,
 - Querkraftzulagen in Form von Körben, Leitern usw., die ohne Umschließung der Längsbewehrung verlegt sind, aber ausreichend in der Druck- und Zugzone verankert sind.
- (3) Bügel sind in der Regel wirksam zu verankern. Ein Übergreifungsstoß des Bügelschenkels nahe der Oberfläche des Stegs ist erlaubt (außer bei Torsionsbügeln).



A — Beispiele für Innenbügel **B** — Außenbügel

Bild 9.5 — Beispiele zur Querkraftbewehrung

- (4) Mindestens das β_3 -fache der erforderlichen Querkraftbewehrung muss in der Regel aus Bügeln bestehen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von β_3 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,5.

- (5) Der Querkraftbewehrungsgrad ergibt sich aus Gleichung (9.4):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (9.4)$$

Dabei ist

ρ_w der Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung;

mit $\rho_w \geq \rho_{w,min}$;

A_{sw} die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung je Länge s ;

s der Abstand der Querkraftbewehrung entlang der Bauteilachse;

b_w die Stegbreite des Bauteils;

α der Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der Bauteilachse (siehe 9.2.2 (1)).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von $\rho_{w,min}$ für Balken darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist in der Gleichung (9.5N) angegeben.

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk} \quad (9.5N)$$

(6) Der größte Längsabstand der Querkraftbewehrungselemente darf in der Regel den Wert $s_{l,max}$ nicht überschreiten.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $s_{l,max}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist in Gleichung (9.6N) angegeben.

$$s_{l,max} = 0,75d (1 + \cot \alpha) \quad (9.6N)$$

wobei α der Winkel zwischen der Querkraftbewehrung und der Längsachse des Balkens ist.

(7) Der größte Längsabstand von aufgebogenen Stäben darf in der Regel den Wert $s_{b,max}$ nicht überschreiten.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $s_{b,max}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist in Gleichung (9.7N) angegeben.

$$s_{b,max} = 0,6d (1 + \cot \alpha) \quad (9.7N)$$

(8) Der Querabstand der Bügelschenkel darf in der Regel den Wert $s_{t,max}$ nicht überschreiten.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $s_{t,max}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist in Gleichung (9.8N) angegeben.

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (9.8N)$$

9.2.3 Torsionsbewehrung

(1) Die Torsionsbügel sind in der Regel zu schließen und durch Übergreifung oder Haken zu verankern, (siehe Bild 9.6). Sie sollten dabei einen Winkel von 90° mit der Bauteilachse bilden.

(2) Die Regeln 9.2.2 (5) und (6) gelten im Allgemeinen für die Mindestmenge der erforderlichen Torsionsbügel.

(3) Der Längsabstand der Torsionsbügel darf in der Regel den Wert $u / 8$ (siehe 6.3.2, Bild 6.11), die Abstände nach 9.2.2 (6) und die kleinere Abmessung des Balkenquerschnitts nicht überschreiten.

(4) In jeder Querschnittsecke ist in der Regel mindestens ein Längsstab anzuordnen. Weitere Längsstäbe sind in der Regel gleichmäßig über den Umfang innerhalb der Bügel mit einem Abstand von höchstens 350 mm zu verteilen.

9.2.4 Oberflächenbewehrung

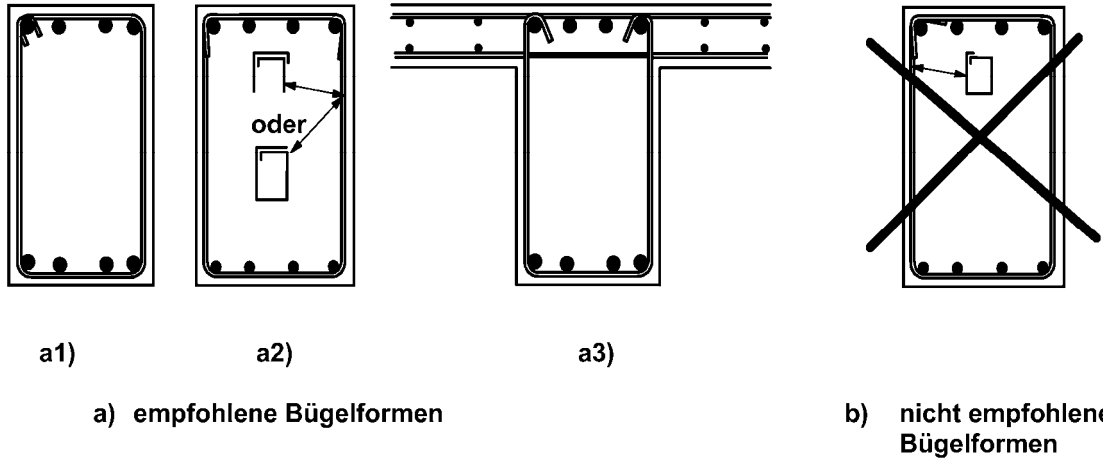
(1) Zur Vermeidung von Betonabplatzungen und zur Begrenzung der Rissbreiten kann eine Oberflächenbewehrung erforderlich sein.

ANMERKUNG  Regelungen zu Oberflächenbewehrungen sind im informativen Anhang J enthalten. 

9.2.5 Indirekte Auflager

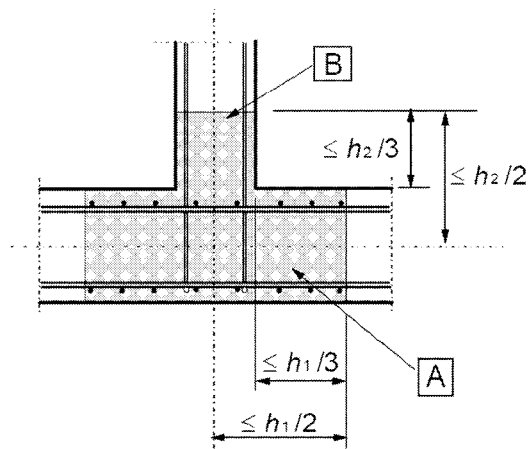
(1) Liegt ein Träger anstatt auf einer Wand oder Stütze indirekt auf einem anderen Träger auf, ist in der Regel im Kreuzungsbereich der Bauteile eine Aufhängebewehrung vorzusehen, die die wechselseitigen Auflagerreaktionen vollständig aufnehmen kann. Diese Bewehrung wird zusätzlich zu der eingelegt, die aus anderen Gründen erforderlich ist. Dies gilt auch für eine indirekt aufgelagerte Platte.

(2) Die Aufhängebewehrung muss in der Regel aus Bügeln bestehen, die die Hauptbewehrung des unterstützenden Bauteils umfassen. Einige dieser Bügel dürfen außerhalb des unmittelbaren Kreuzungsbereichs beider Bauteile angeordnet werden (siehe Bild 9.7).



ANMERKUNG Die zweite Alternative für a2) (untere Darstellung) muss in der Regel eine volle Übergreifungslänge entlang des oberen Abschnitts aufweisen.

Bild 9.6 — Beispiele zur Ausbildung von Torsionsbügeln



A — stützender Träger mit Höhe h_1

B — unterstützter Träger mit Höhe h_2
($h_1 \geq h_2$)

Bild 9.7 — Bereich der Aufhängebewehrung beim Anschluss eines Nebenträgers (Grundriss)

DIN EN 1992-1-1:2011-01

EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

9.3 Vollplatten

(1) Dieser Abschnitt gilt für einachsig und zweiachsig gespannte Vollplatten, bei denen b und l_{eff} nicht weniger als $5h$ betragen (siehe 5.3.1).

9.3.1 Biegebewehrung

9.3.1.1 Allgemeines

(1) Für die Mindest- und Höchstwerte des Bewehrungsgrades in der Hauptspannungsrichtung gelten die Regeln aus 9.2.1.1 (1) und (3).

ANMERKUNG Zusätzlich zu Anmerkung 2 aus 9.2.1.1 (1) darf $A_{s,\text{min}}$ bei Platten mit geringem Risiko von Sprödbbruch mit dem 1,2-fachen derjenigen Querschnittsfläche berechnet werden, die für den Nachweis im GZT benötigt wird.

(2) Bei einachsig gespannten Platten darf in der Regel die Querbewehrung nicht weniger als 20 % der Hauptbewehrung betragen. In auflagnahen Bereichen ist keine Querbewehrung der oben liegenden Zugbewehrung erforderlich, wenn kein Biegemoment in Querrichtung vorliegt.

(3) Der Abstand zwischen den Stäben darf in der Regel nicht größer als $s_{\text{max,slabs}}$ sein.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $s_{\text{max,slabs}}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert beträgt:

- für die Hauptbewehrung $3h \leq 400$ mm, wobei h die Gesamtdicke der Platte ist;
- für die Querbewehrung $3,5h \leq 450$ mm.

Bei Bereichen mit konzentrierten Einzellasten oder Höchstmoment gelten diese Regeln entsprechend:

- für die Hauptbewehrung $2h \leq 250$ mm;
- für die Querbewehrung $3h \leq 400$ mm.

(4) Die Regeln aus 9.2.1.3 (1) bis (3), 9.2.1.4 (1) bis (3) und 9.2.1.5 (1) bis (2) gelten ebenfalls, allerdings mit $a_1 = d$.

9.3.1.2 Bewehrung von Platten in Auflagernähe

(1) Bei gelenkig gelagerten Platten ist in der Regel mindestens die Hälfte der erforderlichen Feldbewehrung über das Auflager zu führen und dort gemäß 8.4.4 zu verankern.

ANMERKUNG Die Staffelung und Verankerung der Bewehrung dürfen gemäß 9.2.1.3, 9.2.1.4 und 9.2.1.5 durchgeführt werden.

(2) Bei teilweiser Einspannung einer Plattenseite, die bei der Berechnung nicht berücksichtigt wurde, ist in der Regel eine obere Stützbewehrung anzuordnen, die mindestens 25 % des benachbarten maximalen Feldmoments aufnehmen kann. Diese Bewehrung muss in der Regel, vom Auflagerrand gemessen, mindestens über die 0,2fache Länge des Endfeldes eingelegt werden.

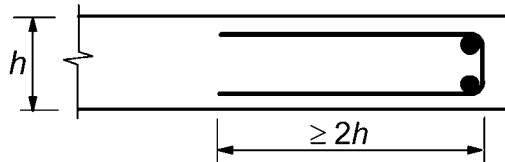
Sie muss in der Regel über den Zwischenauflägern durchlaufen und an den Endauflägern verankert werden. Bei den Endauflägern darf das aufzunehmende Stützmoment auf 15 % des benachbarten maximalen Feldmoments reduziert werden.

9.3.1.3 Eckbewehrung

(1) Wenn durch bauliche Durchbildung das Abheben der Platte an einer Ecke verhindert wird, ist in der Regel eine entsprechende Drillbewehrung anzuordnen.

9.3.1.4 Randbewehrung an freien Rändern von Platten

- (1) Entlang eines freien (ungestützten) Randes ist in der Regel eine Längs- und Querbewehrung nach Bild 9.8 anzuordnen.
- (2) Die vorhandene Bewehrung der Platte darf als Randbewehrung angerechnet werden.

**Bild 9.8 — Randbewehrung an freien Rändern von Platten****9.3.2 Querkraftbewehrung**

- (1) Die Minstdicke einer Platte mit Querkraftbewehrung beträgt in der Regel 200 mm.
- (2) Für die bauliche Durchbildung der Querkraftbewehrung gelten der Mindestwert und die Definition des Bewehrungsgrades nach 9.2.2, soweit sie nicht nachfolgend modifiziert werden.
- (3) In Platten mit $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$ (siehe 6.2) darf die Querkraftbewehrung vollständig aus aufgebogenen Stäben oder Querkraftzulagen bestehen.
- (4) Der größte Längsabstand von Bügelreihen ist:

$$s_{max} = 0,75d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (9.9)$$

wobei α die Neigung der Querkraftbewehrung ist.

Der größte Längsabstand von aufgebogenen Stäben ist:

$$s_{max} = d. \quad (9.10)$$

- (5) Der maximale Querabstand der Querkraftbewehrung darf in der Regel nicht größer als $1,5d$ sein.

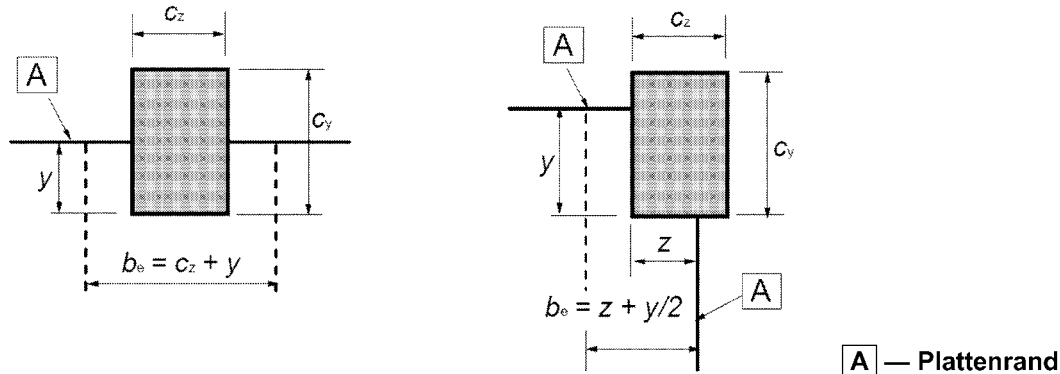
9.4 Flachdecken**9.4.1 Flachdecken im Bereich von Innenstützen**

- (1) Die Anordnung der Bewehrung in Flachdecken muss in der Regel das Verhalten im Gebrauchszustand berücksichtigen. Im Allgemeinen führt dies zu einer Konzentration der Bewehrung über den Stützen.
- (2) Werden keine genaueren Gebrauchstauglichkeitsberechnungen durchgeführt, ist in der Regel über Innenstützen eine Stützbewehrung mit der Querschnittsfläche $0,5A_t$ beidseitig der Stütze auf einer Breite entsprechend der 0,125fachen effektiven Spannweite der angrenzenden Deckenfelder anzuordnen. A_t ist dabei die Querschnittsfläche der Biegebewehrung über der Stütze, die erforderlich ist, um das gesamte negative Moment aufzunehmen, das aus der Belastung aus den beiderseits der Stütze angrenzenden Deckenfeldern resultiert.
- (3) Bei Innenstützen ist in der Regel eine untere Bewehrung (≥ 2 Stäbe) entlang jeder orthogonalen Richtung anzuordnen. Diese Bewehrung muss in der Regel über der Stütze durchlaufen.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

9.4.2 Flachdecken im Bereich von Randstützen

(1) Bewehrungen, die senkrecht entlang eines freien Rands verlaufen und die die Biegemomente der Platte auf eine Eck- oder Randstütze übertragen sollen, sind in der Regel innerhalb der mitwirkenden Breite b_e nach Bild 9.9 einzulegen.



ANMERKUNG y darf $> c_y$ sein.

ANMERKUNG z darf $> c_z$ sein und $y > c_y$.

a) Randstütze

b) Eckstütze

ANMERKUNG y ist der Abstand vom Plattenrand bis zur Innenseite der Stütze.

Bild 9.9 — Wirksame Breite, b_e , einer Flachdecke

9.4.3 Durchstanzbewehrung

(1) Wenn Durchstanzbewehrung erforderlich wird (siehe 6.4), ist diese in der Regel zwischen der Lasteinleitungsfläche/Stütze bis zum Abstand $k \cdot d$ innerhalb des Rundschnitts einzulegen, an dem Querkraftbewehrung nicht mehr benötigt wird. Sie ist in der Regel mindestens in zwei konzentrischen Reihen von Bügelschenkeln einzulegen (siehe Bild 9.10). Der Abstand zwischen den Bügelschenkelreihen darf in der Regel nicht größer als $0,75d$ sein.

Innerhalb des kritischen Rundschnitts ($2d$ von der Lasteinleitungsfläche) darf in der Regel der tangentielle Abstand der Bügelschenkel in einer Bewehrungsreihe nicht mehr als $1,5d$ betragen. Außerhalb des kritischen Rundschnitts darf in der Regel der Abstand der Bügelschenkel in einer Bewehrungsreihe nicht mehr als $2d$ betragen, wenn die Bewehrungsreihe zum Durchstanzwiderstand beiträgt (siehe Bild 6.22).

Bei aufgebogenen Stäben (wie in Bild 9.10 b) dargestellt) darf eine Bewehrungsreihe als ausreichend betrachtet werden.

ANMERKUNG Siehe 6.4.5 (4) für den Wert von k .

(2) Wenn Durchstanzbewehrung erforderlich ist, wird der Querschnitt eines Bügelschenkels (oder gleichwertig) $A_{sw,min}$ mit der Gleichung (9.11) ermittelt.

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq \boxed{AC} 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \boxed{AC} \quad (9.11)$$

Dabei ist

- α der Winkel zwischen der Durchstanzbewehrung und der Längsbewehrung (d. h. bei vertikalen Bügeln $\alpha = 90^\circ$ und $\sin \alpha = 1$);
- s_r der Abstand der Bügel der Durchstanzbewehrung in radialer Richtung;
- s_t der Abstand der Bügel der Durchstanzbewehrung in tangentialer Richtung;
- f_{ck} in N/mm^2 .

Im Durchstanznachweis darf die vertikale Komponente nur solcher Spannglieder berücksichtigt werden, die innerhalb eines Abstandes von $0,5d$ von der Stütze verlaufen.

(3) Aufgebogene Stäbe, die die Lasteinleitungsfläche kreuzen oder in einem Abstand von weniger als $0,25d$ vom Rand dieser Fläche liegen, dürfen als Durchstanzbewehrung verwendet werden (siehe Bild 9.10b, oben).

(4) Der Abstand zwischen dem Auflageranschnitt oder dem Umfang einer Lasteinleitungsfläche und der nächsten Durchstanzbewehrung, die bei der Bemessung berücksichtigt wurde, darf nicht größer als $d/2$ sein. Dieser Abstand ist in der Regel in Höhe der Längszugbewehrung zu messen. Bei nur einer Lage von aufgebogenen Stäben darf deren Neigung auf 30° verringert werden.

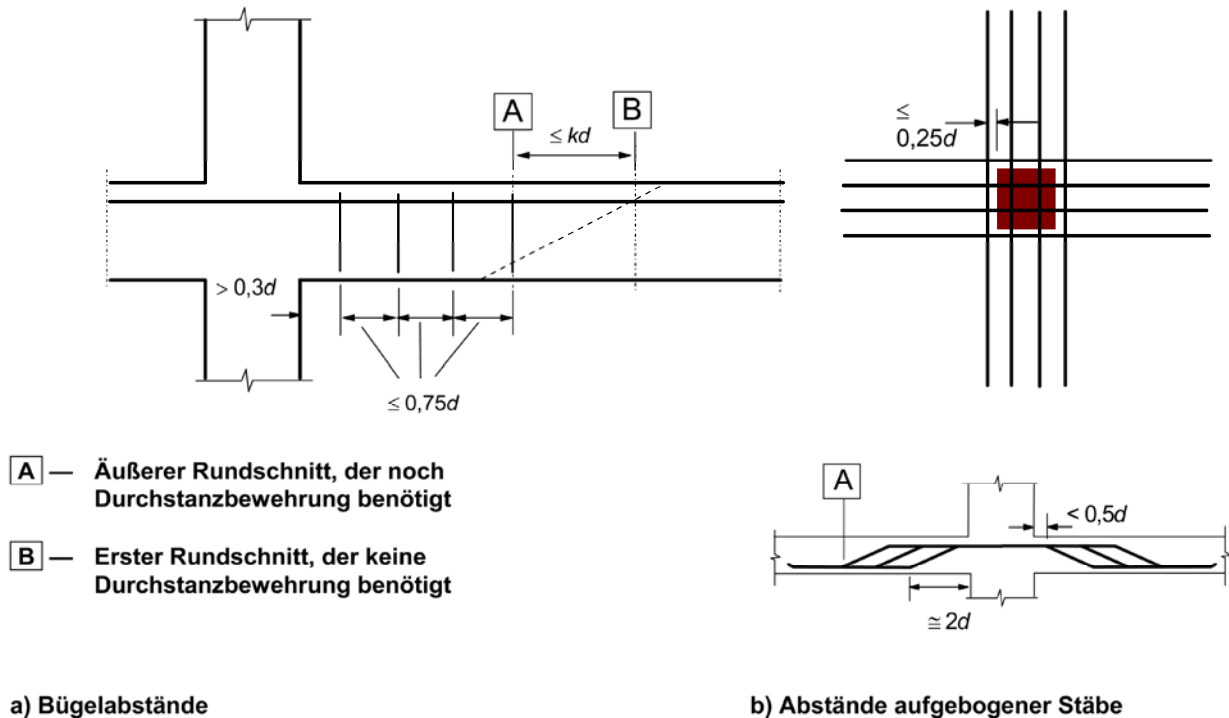


Bild 9.10 — Durchstanzbewehrung

9.5 Stützen

9.5.1 Allgemeines

(1) Dieser Abschnitt gilt für Stützen, bei denen die größere Abmessung h das 4fache der kleineren Abmessung b nicht überschreitet.

9.5.2 Längsbewehrung

(1) Der Durchmesser der Längsstäbe darf in der Regel nicht kleiner als $\phi_{\min}$ sein.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $\phi_{\min}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 8 mm.

(2) Die Gesamtquerschnittsfläche der Längsbewehrung darf in der Regel nicht kleiner als $A_{s,\min}$ sein.

DIN EN 1992-1-1:2011-01 EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $A_{s,min}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist in Gleichung (9.12N) angegeben.

$$A_{s,min} = 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ oder } 0,002 A_c, \text{ je nachdem, welcher der größere Wert ist.} \quad (9.12N)$$

Dabei ist

f_{yd} der Bemessungswert der Streckgrenze der Bewehrung;

N_{Ed} der Bemessungswert der Normalkraft.

(3) Die Gesamtquerschnittsfläche der Längsbewehrung darf in der Regel nicht größer als $A_{s,max}$ sein.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $A_{s,max}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $0,04A_c$ außerhalb der Stoßbereiche, außer, wenn nachgewiesen werden kann, dass die Struktur des Betons nicht geschwächt wird und die volle Festigkeit im GZT erreicht wird. Dieser Grenzwert ist in der Regel bei Stößen auf $0,08A_c$ zu erhöhen.

(4) Bei Stützen mit polygonalem Querschnitt muss in der Regel mindestens in jeder Ecke ein Stab liegen. In Stützen mit Kreisquerschnitt sind in der Regel mindestens 4 Längsstäbe anzuordnen.

9.5.3 Querbewehrung

(1) Der Durchmesser der Querbewehrung (Bügel, Schlaufen oder Wendeln) muss in der Regel mindestens ein Viertel des maximalen Durchmessers der Längsbewehrung, jedoch mindestens 6 mm betragen. Der Stabdurchmesser bei Betonstahlmatten als Querbewehrung muss in der Regel mindestens 5 mm betragen.

(2) Die Querbewehrung ist in der Regel ausreichend zu verankern.

(3) Die Abstände der Querbewehrung entlang der Stütze dürfen in der Regel nicht größer als $s_{cl,max}$ sein.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $s_{cl,max}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist der kleinste von den drei folgenden Abständen:

- das 20fache des kleinsten Durchmessers der Längsstäbe;
- die kleinste Seitenlänge der Stütze;
- 400 mm.

(4) Die Abstände nach (3) sind in der Regel mit dem Faktor 0,6 zu vermindern:

(i) unmittelbar über und unter Balken oder Platten über eine Höhe gleich der größeren Abmessung des Stützenquerschnitts;

(ii) bei Übergreifungsstößen der Längsstäbe, wenn deren größter Durchmesser größer als 14 mm ist. Dabei sind mindestens 3 gleichmäßig auf der Stoßlänge angeordnete Stäbe erforderlich.

(5) Bei Richtungsänderungen der Längsstäbe (z. B. bei Veränderungen des Stützenquerschnitts) sind die Abstände der Querbewehrung in der Regel unter Berücksichtigung der auftretenden Querkraft zu berechnen. Diese Auswirkungen dürfen vernachlässigt werden, falls die Richtungsänderung $\leq 1 / 12$ ist.

(6) Alle Längsstäbe oder Stabbündel in einer Ecke sind in der Regel durch Querbewehrung zu umfassen. Dabei darf kein Stab innerhalb einer Druckzone weiter als 150 mm von einem gehaltenen Stab entfernt sein.

9.6 Wände

9.6.1 Allgemeines

(1) Dieser Abschnitt gilt für Stahlbetonwände, bei denen die Wandlänge mindestens der 4fachen Wanddicke entspricht und bei denen die Bewehrung im Tragfähigkeitsnachweis berücksichtigt wurde. Die Größe und die zweckmäßige Anordnung der Bewehrung dürfen einem Stabwerkmodell (siehe 6.5) entnommen werden. Für Wände mit überwiegender Plattenbiegung gelten die Regeln für Platten (siehe 9.3).

9.6.2 Vertikale Bewehrung

(1) Die Querschnittsfläche der vertikalen Bewehrung muss in der Regel zwischen $A_{s,vmin}$ und $A_{s,vmax}$ liegen.

ANMERKUNG 1 Der landesspezifische Wert für $A_{s,vmin}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $0,002A_c$.

ANMERKUNG 2 Der landesspezifische Wert für $A_{s,vmax}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $0,04A_c$ außerhalb der Stoßbereiche, außer wenn nachgewiesen werden kann, dass die Struktur des Betons nicht geschwächt wird und die volle Festigkeit im GZT erreicht wird. Dieser Grenzwert darf bei Stößen verdoppelt werden.

(2) Wenn die Mindestbewehrung $A_{s,vmin}$ maßgebend ist, muss in der Regel die Hälfte dieser Bewehrung an jeder Außenseite liegen.

(3) Der Abstand zwischen zwei benachbarten vertikalen Stäben darf nicht größer als die 3fache Wanddicke oder 400 mm sein. Der kleinere Wert ist maßgebend.

9.6.3 Horizontale Bewehrung

(1) Eine horizontale Bewehrung, die parallel zu den Wandaußenseiten (und zu den freien Kanten) verläuft, ist in der Regel außenliegend einzulegen. Diese muss in der Regel mindestens $A_{s,hmin}$ betragen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $A_{s,hmin}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist der größere Wert aus 25 % der vertikalen Bewehrung und $0,001A_c$.

(2) Der Abstand zwischen zwei benachbarten horizontalen Stäben darf in der Regel nicht größer als 400 mm sein.

9.6.4 Querbewehrung

(1) In jedem Wandbereich, in dem der Gesamtquerschnitt der vertikalen Bewehrung beider Wandseiten $0,02A_c$ übersteigt, ist in der Regel Querbewehrung mit Bügeln nach den Bestimmungen für Stützen (siehe 9.5.3) einzulegen. Entsprechend 9.5.3 (4) (i) sind die Bügelabstände unmittelbar über und unter aufliegenden Platten über eine Höhe gleich der 4fachen Wanddicke zu vermindern.

(2) Eine außenliegende Hauptbewehrung ist in der Regel durch Querbewehrung mit mindestens 4 Bügelschenkeln je m^2 Wandfläche zu verbinden.

ANMERKUNG Es wird keine Querbewehrung benötigt, wenn geschweißte Stahlmatten bzw. Stäbe mit Durchmesser $\phi \leq 16$ mm bei einer Betondeckung größer als 2ϕ verwendet werden.

9.7 Wandartige Träger

(1) Wandartige Träger (Definition in 5.3.1 (3)) sind in der Regel an beiden Außenflächen mit einer rechtwinkligen Netzbewehrung mit einer Mindestquerschnittsfläche von $A_{s,dbmin}$ zu versehen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $A_{s,dbmin}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. [AC] Der empfohlene Wert ist $0,001A_c$, [AC] aber nicht weniger als $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ je Außenfläche und Richtung.

(2) Die Maschenweite des Bewehrungsnetzes darf in der Regel nicht größer als die doppelte Trägerdicke und nicht größer als 300 mm sein.

(3) Die Bewehrung, die den Zugstäben im Bemessungsmodell zugeordnet ist, ist für das Gleichgewicht in den Knoten in der Regel (siehe auch 6.5.4) durch Aufbiegung der Stäbe, durch Verwendung von U-Bügeln oder mit Ankerkörpern vollständig zu verankern, wenn keine ausreichende Verankerungslänge l_{bd} zwischen Knoten und Trägerende vorhanden ist.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

9.8 Gründungen

9.8.1 Pfahlkopfplatten

(1) Der Abstand vom Außenrand des Pfahls zum Rand der Pfahlkopfplatte ist in der Regel so zu bemessen, dass die Zugkräfte in der Pfahlkopfplatte ausreichend verankert werden können. Die erwarteten Herstellungsabweichungen eines Pfahles sind dabei in der Regel zu berücksichtigen.

(2) Die Bewehrung der Pfahlkopfplatte ist in der Regel entweder mit Hilfe eines Stabwerkmodells oder mit der Biegetheorie zu berechnen.

(3) Die erforderliche Hauptzugbewehrung ist in der Regel in den Spannungszonen zwischen den Pfahlköpfen zu konzentrieren. Dabei muss in der Regel ein Mindeststabdurchmesser $\phi_{\min}$ eingehalten werden. Wenn diese Bewehrung der Mindestbewehrung entspricht oder diese übersteigt, sind gleichmäßig verteilte Stäbe an der Unterseite des Bauteils nicht erforderlich. Die anderen Bauteilseiten dürfen ebenfalls unbewehrt bleiben, wenn kein Risiko besteht, dass in diesen Bereichen des Bauteils Zugspannungen auftreten.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $\phi_{\min}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 8 mm.

(4) Zur Verankerung der Zugbewehrung dürfen angeschweißte Querstäbe verwendet werden. In diesem Falle darf der Querstab als Teil der Querbewehrung im Verankerungsbereich des betrachteten Bewehrungsstabes angesetzt werden.

(5) Die Verteilung der Druckspannung aus der Auflagerreaktion des Pfahles darf unter einem Winkel von 45° vom Rand des Pfahles aus angenommen werden (siehe Bild 9.11). Bei der Berechnung der Verankerungslänge darf dieser Druck berücksichtigt werden.

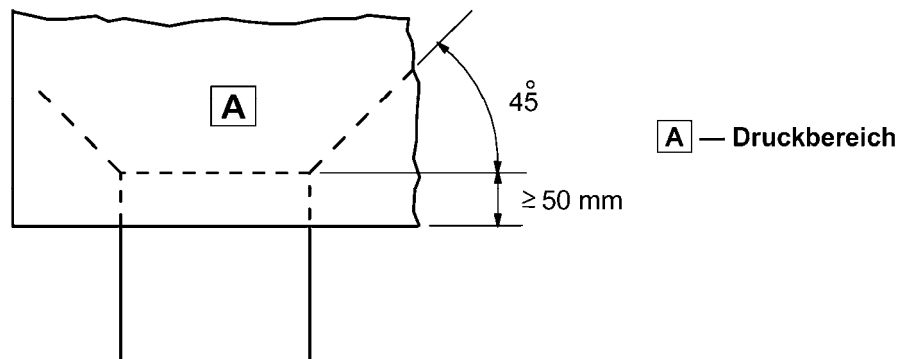


Bild 9.11 — Verbesserung der Verankerung im Druckbereich

9.8.2 Einzel- und Streifenfundamente

9.8.2.1 Allgemeines

(1) Die Hauptbewehrung ist in der Regel entsprechend 8.4 und 8.5 zu verankern. Dabei ist in der Regel ein Mindeststabdurchmesser $\phi_{\min}$ einzuhalten. Bei Fundamenten [AC] darf das Bemessungsmodell nach 9.8.2.2 verwendet werden [AC].

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $\phi_{\min}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 8 mm.

(2) Die Hauptbewehrung von Kreisfundamenten darf orthogonal und in der Mitte des Fundaments auf einer Breite von $(50 \pm 10) \%$ des Fundamentdurchmessers konzentriert werden, siehe Bild 9.12. Bei der Bemessung sollten hierbei die unbewehrten Teile des Fundaments als unbewehrter Beton gelten.

(3) Wenn die Einwirkungen zu Zug an der Oberseite des Fundamentes führen, sind in der Regel die daraus folgenden Zugspannungen zu untersuchen und gegebenenfalls mit Bewehrung abzudecken.

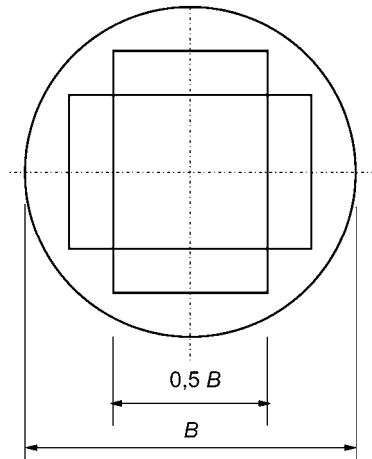


Bild 9.12 — Orthogonale Bewehrung in Kreisfundamenten im Boden

9.8.2.2 Verankerung der Stäbe

(1) Die Zugkraft in der Bewehrung wird durch Gleichgewichtsbedingungen unter Berücksichtigung der Auswirkungen von geneigten Rissen bestimmt (siehe Bild 9.13). Die Zugkraft F_s an der Stelle x ist in der Regel im Beton im Abstand x vom Fundamentrand zu verankern.

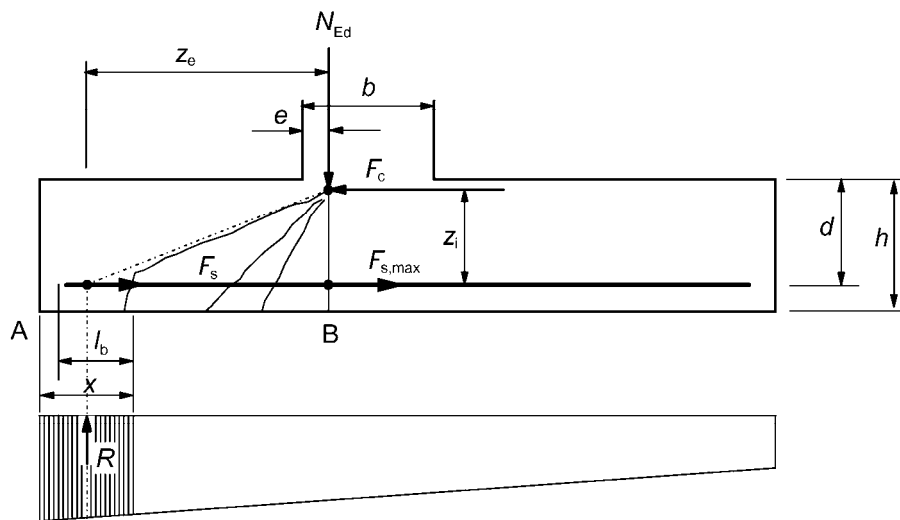


Bild 9.13 — Modell der Zugkraft unter Berücksichtigung geneigter Risse

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(2) Die zu verankernde Zugkraft ist:

$$F_s = R \cdot z_e / z_i \quad (9.13)$$

Dabei ist

- R die Resultierende des Sohldrucks innerhalb der Länge x ;
- z_e der äußere Hebelarm, d. h. der Abstand zwischen R und der Vertikalkraft N_{Ed} ;
- N_{Ed} die Vertikalkraft, die den gesamten Sohldruck zwischen den Schnitten A und B erzeugt;
- z_i der innere Hebelarm, d. h. der Abstand zwischen der Bewehrung und der horizontalen Kraft F_c ;
- F_c die Druckkraft, die der maximalen Zugkraft $F_{s,max}$ entspricht.

(3) Die Hebelarme z_e und z_i (siehe Bild 9.13) dürfen jeweils für die entsprechenden Druckzonen für N_{Ed} und F_c bestimmt werden. Vereinfachend dürfen z_e mit der Annahme $e = 0,15b$ und z_i mit $0,9d$ bestimmt werden.

(4) Die verfügbare Verankerungslänge für gerade Stäbe wird in Bild 9.13 mit l_b bezeichnet. Reicht diese Länge zur Verankerung von F_s nicht aus, dürfen die Stäbe entweder aufgebogen werden, um damit die Verankerungslänge zu vergrößern, oder sie dürfen mit Ankerkörpern verankert werden.

(5) Bei geraden Stäben ohne Endverankerungen ist der Mindestwert von x maßgebend. Vereinfachend darf $x_{min} = h / 2$ angenommen werden. Bei anderen Verankerungsarten können höhere Werte für x maßgebend sein.

9.8.3 Zerrbalken

(1) Zerrbalken dürfen verwendet werden, um die Wirkungen einer Lastausmitte auf die Fundamente auszugleichen. Zerrbalken sind in der Regel so zu bemessen, dass sie auftretende Biegemomente und Querkräfte aufnehmen können. Die Biegebewehrung muss in der Regel einen Mindeststabdurchmesser ϕ_{min} einhalten.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für ϕ_{min} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 8 mm.

(2) Die Zerrbalken sind in der Regel ebenfalls für eine minimale lotrechte Last q_1 auszulegen, falls die Einwirkungen eines Bodenverdichtungsgeräts Beanspruchungen des Zerrbalkens hervorrufen können.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für q_1 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 10 kN/m.

9.8.4 Einzelfundament auf Fels

(1) Zur Aufnahme der Spaltzugkräfte im Fundament ist in der Regel eine ausreichende Querbewehrung vorzusehen, wenn der Sohldruck in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit größer als q_2 ist. Diese Bewehrung darf gleichmäßig in Richtung der Spaltzugkräfte über die Höhe h verteilt werden (siehe Bild 9.14). Dabei ist der Regel ein Mindeststabdurchmesser ϕ_{min} einzuhalten.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für q_2 und für ϕ_{min} dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind für $q_2 = 5 \text{ N/mm}^2$ und für $\phi_{min} = 8 \text{ mm}$.

(2) Die Spaltzugkraft F_s darf wie folgt ermittelt werden (siehe Bild 9.14):

$$F_s = 0,25 \cdot (1 - c / h) N_{Ed} \quad (9.14)$$

Dabei ist h das Minimum von b oder H .

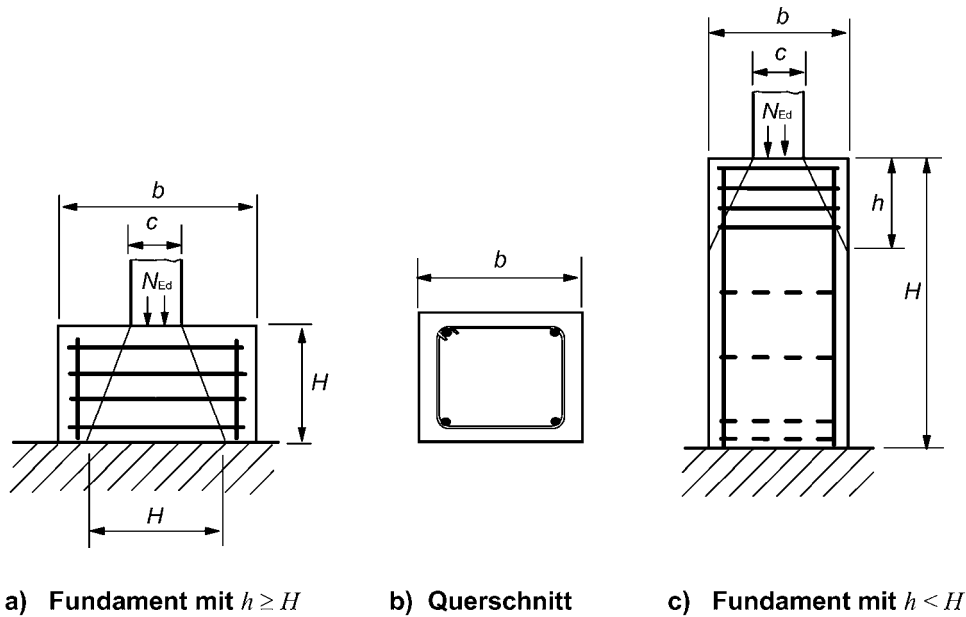


Bild 9.14 — Spaltbewehrung bei Einzelfundamenten auf Fels

9.8.5 Bohrpfähle

(1) Der folgende Abschnitt gilt für bewehrte Bohrpfähle. Für unbewehrte Bohrpfähle siehe Kapitel 12.

(2) Damit sich der Beton zwischen der Bewehrung unbehindert ausbreiten kann, ist es erforderlich, dass die Bewehrung, Bewehrungskörbe und alle Einbauteile baulich so durchgebildet sind, dass die Betonierbarkeit nicht eingeschränkt wird.

AC (3) Für Bohrpfähle ist in der Regel eine Mindestlängsbewehrung $A_{s,bpmin}$ in Abhängigkeit vom Pfahlquerschnitt A_c einzulegen.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für $A_{s,bpmin}$ und das zugehörige A_c dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle 9.6N angegeben. Diese Bewehrung ist in der Regel entlang des Querschnittsrandes zu verteilen. **AC**

Der Minstdurchmesser der Längsstäbe darf in der Regel 16 mm nicht unterschreiten. Die Pfähle müssen in der Regel über mindestens 6 Längsstäbe verfügen. Der lichte Abstand zwischen den Stäben, am Pfahlrand entlang gemessen, darf in der Regel nicht größer als 200 mm sein.

Tabelle 9.6N — Empfohlene Mindestfläche der Längsbewehrung bei Ortbeton-Bohrpfählen

Pfahlquerschnitt: A_c	Mindestquerschnittsfläche der Längsbewehrung: $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

(4) Für die bauliche Durchbildung der Längs- und Querbewehrung bei Bohrpfählen wird auf EN 1536 verwiesen.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

9.9 Bereiche mit geometrischen Diskontinuitäten oder konzentrierten Einwirkungen (D-Bereiche)

(1) D-Bereiche sind in der Regel mit Stabwerkmodellen nach 6.5 zu bemessen. Ihre bauliche Durchbildung ist in der Regel gemäß den Regeln in Kapitel 8 auszuführen.

ANMERKUNG Weitere Informationen hierzu finden sich im Anhang J.

(2)P Die Bewehrung für die Zugstreben muss vollständig mit l_{bd} nach 8.4 verankert werden.

9.10 Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Ereignissen

9.10.1 Allgemeines

(1)P Tragwerke, die nicht für außergewöhnliche Ereignisse bemessen sind, müssen ein geeignetes Zuggliedsystem aufweisen. Dieses soll alternative Lastpfade nach einer örtlichen Schädigung ermöglichen, so dass der Ausfall eines einzelnen Bauteils oder eines begrenzten Teils des Tragwerks nicht zum Versagen des Gesamttragwerks führt (fortschreitendes Versagen). Die nachfolgenden einfachen Regeln erfüllen im Allgemeinen diese Anforderung.

(2) Die nachfolgenden Zuganker dürfen in der Regel verwendet werden:

- a) Ringanker;
- b) innen liegende Zuganker;
- c) horizontale Stützen- oder Wandzuganker;
- d) wo erforderlich, vertikale Zuganker, insbesondere bei Großtafelbauten.

(3) Wird ein Bauwerk durch Dehnfugen in unabhängige Tragwerksteile geteilt, muss in der Regel jeder Abschnitt ein unabhängiges Zuggliedsystem aufweisen.

(4) Für die Bemessung der Zugglieder darf die Bewehrung bis zu ihrer charakteristischen Festigkeit ausgenutzt werden, so dass die in den nachfolgenden Abschnitten definierten Kräfte aufgenommen werden können.

(5) Für andere Zwecke vorgesehene Bewehrung in Stützen, Wänden, Balken und Decken darf teilweise oder vollständig für diese Zugglieder angerechnet werden.

9.10.2 Ausbildung von Zugankern

9.10.2.1 Allgemeines

(1) Zuganker sind als Mindestbewehrung und nicht als zusätzliche Bewehrung zu der aus der Bemessung erforderlichen Bewehrung vorgesehen.

9.10.2.2 Ringanker

(1) In jeder Decken- und Dachebene ist in der Regel ein wirksamer durchlaufender Ringanker innerhalb eines Randabstandes von 1,2 m anzuordnen. Der Ringanker darf Bewehrung einschließen, die Teil der inneren Zuganker ist.

(2) Der Ringanker muss in der Regel folgende Zugkraft aufnehmen können:

$$\boxed{\text{AC}} F_{\text{tie,per}} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \boxed{\text{AC}} \quad (9.15)$$

Dabei ist

$F_{\text{tie,per}}$ die Zugkraft des Ringankers;

l_i die Spannweite des Endfeldes.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für q_1 und $\langle \text{AC} \rangle Q_2$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind für $q_1 = 10 \text{ kN/m}$ und für $Q_2 = 70 \text{ kN}$.

(3) Tragwerke mit Innenrändern (z. B. Atrium, Hof usw.) müssen in der Regel Ringanker wie bei Decken mit Außenrändern aufweisen, die vollständig zu verankern sind.

9.10.2.3 Innen liegende Zuganker

(1) Diese Zuganker müssen in der Regel in jeder Decken- und Dachebene in zwei zueinander ungefähr rechtwinkligen Richtungen liegen. Sie müssen in der Regel über ihre gesamte Länge wirksam durchlaufend und an jedem Ende in den Ringankern verankert sein (es sei denn, sie werden als horizontale Zuganker zu Stützen oder Wänden fortgesetzt).

(2) Die innen liegenden Zuganker dürfen insgesamt oder teilweise gleichmäßig verteilt in den Platten oder in Balken, Wänden bzw. anderen geeigneten Bauteilen angeordnet werden. In Wänden müssen sie in der Regel innerhalb von 0,5 m über oder unter den Deckenplatten liegen, siehe Bild 9.15.

(3) Die innen liegenden Zuganker müssen in der Regel in jeder Richtung einen Bemessungswert der Zugkraft von $F_{\text{tie,int}}$ aufnehmen können (in kN/m).

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für $F_{\text{tie,int}}$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 20 kN/m.

(4) Bei Decken ohne Aufbeton, in denen die Zuganker über die Spannrichtung nicht verteilt werden können, dürfen die Zuganker konzentriert in den Fugen zwischen den Bauteilen angeordnet werden. In diesem Fall ist die aufzunehmende Mindestkraft in einer Fuge:

$$\langle \text{AC} \rangle F_{\text{tie}} = q_3 \cdot (l_1 + l_2) / 2 \geq Q_4 \langle \text{AC} \rangle \quad (9.16)$$

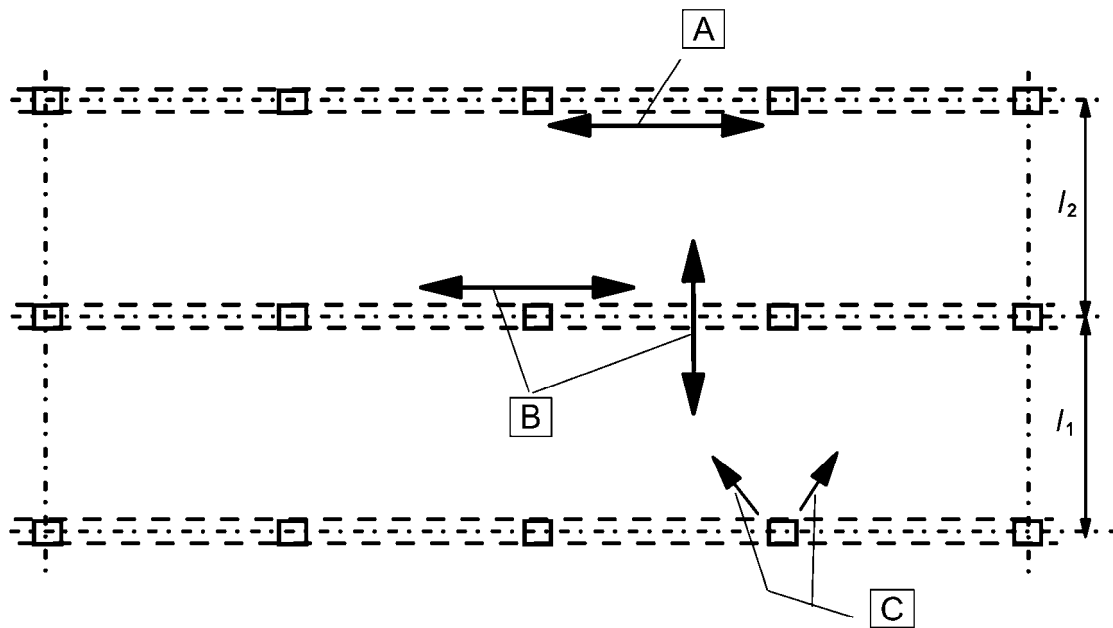
Dabei sind

l_1, l_2 die Spannweiten (in m) der Deckenplatten auf beiden Seiten der Fuge (siehe Bild 9.15).

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für q_3 und $\langle \text{AC} \rangle Q_4$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind für $q_3 = 20 \text{ kN/m}$ und für $\langle \text{AC} \rangle Q_4 = 70 \text{ kN}$.

(5) Innen liegende Zuganker sind in der Regel so mit den Ringankern zu verbinden, dass die Kraftübertragung gesichert ist.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)



A — Ringanker **B** — innen liegende Zuganker

C — horizontale Stützen oder Wandzuganker

Bild 9.15 — Zuganker für außergewöhnliche Einwirkungen

9.10.2.4 Horizontale Stützen- und Wandzuganker

(1) Randstützen und Außenwände sind in der Regel in jeder Decken- und Dachebene horizontal im Tragwerk zu verankern.

(2) Die Zuganker müssen in der Regel eine Zugkraft $f_{tie, fac}$ je Fassadenmeter aufnehmen können. Für Stützen ist dabei nicht mehr als $F_{tie, col}$ je Stütze anzusetzen.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für $f_{tie, fac}$ und $F_{tie, col}$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind für $f_{tie, fac} = 20 \text{ kN/m}$ und für $F_{tie, col} = 150 \text{ kN}$.

(3) Eckstützen sind in der Regel in zwei Richtungen zu verankern. Die für den Ringanker vorhandene Bewehrung darf in diesem Fall für den horizontalen Zuganker angerechnet werden.

9.10.2.5 Vertikale Zuganker

(1) In Großtafelbauten ab 5 Geschossen sind in der Regel vertikale Zuganker in den Stützen/Wänden anzuordnen, um den Einsturz einer Decke im Fall eines außergewöhnlichen Ausfalls der darunter liegenden Stütze/Wand zu verhindern. Die Zuganker müssen in der Regel einen Teil eines Überbrückungssystems um den zerstörten Bereich bilden.

(2) Die Zuganker müssen in der Regel über alle Geschosse durchlaufen und in der außergewöhnlichen Bemessungssituation mindestens die Einwirkungen aufnehmen können, die auf der Decke unmittelbar über der ausgefallenen Stütze/Wand wirken. Andere Lösungen wie beispielsweise auf Grundlage der Scheibenwirkung verbliebener Wandelemente und/oder der Membranwirkung in Decken dürfen berücksichtigt werden, falls das Gleichgewicht und ausreichende Verformungsfähigkeit nachgewiesen werden können.

(3) Wenn eine Stütze oder Wand an ihrem unteren Ende nicht durch ein Fundament sondern durch ein anderes Bauteil gestützt wird (z. B. durch Balken oder Platten), ist in der Regel ein außergewöhnlicher Ausfall dieses Bauteils bei der Tragwerksplanung zu untersuchen und ein geeigneter alternativer Kraftfluss vorzusehen.

9.10.3 Durchlaufwirkung und Verankerung von Zugankern

(1)P Zuganker in zwei horizontalen Richtungen müssen wirksam durchlaufend sein und am Rand des Tragwerks verankert werden.

(2) Zuganker dürfen vollständig innerhalb des Aufbetons oder an Verbindungen von Fertigteilen angeordnet werden. Wenn die Zuganker nicht in einer Ebene durchlaufen, ist in der Regel die Auswirkung der Biegung infolge von Lastausmitten zu berücksichtigen.

(3) Übergreifungen von Zugankern dürfen in der Regel nicht in zu schmalen Fugen zwischen Fertigteilen angeordnet werden. In diesen Fällen sollten dann sichere mechanische Verankerungen verwendet werden.

10 ZUSÄTZLICHE REGELN FÜR BAUTEILE UND TRAGWERKE AUS FERTIGTEILEN

10.1 Allgemeines

(1)P Die in diesem Abschnitt aufgeführten Regeln gelten für Hochbauten, die teilweise oder vollständig aus Fertigteilen bestehen und ergänzen die Regeln in den anderen Abschnitten. Zusätzliche Regeln im Zusammenhang mit der baulichen Durchbildung, der Herstellung und Montage sind in speziellen Produktnormen enthalten.

ANMERKUNG Die Überschriften werden mit einer vorangestellten 10 nummeriert, der die Nummer des entsprechenden Hauptabschnitts folgt. Die Unterkapitel werden ohne Verbindung zu den Unterüberschriften in den entsprechenden Hauptabschnitten durchnummeriert.

10.1.1 Besondere Begriffe dieses Kapitels

Fertigteil: Ein Bauteil, das nicht in seiner endgültigen Lage, sondern im Werk oder an anderer Stelle mit einem Schutz vor ungünstigen Wettereinflüssen hergestellt wird.

Fertigteilprodukt: Ein Fertigteil, das gemäß einer speziellen CEN-Norm hergestellt wird.

Verbundbauteil: Ein Bauteil, das aus einem Fertigteil und Ortbeton mit oder ohne Verbindungsmittel besteht.

Hohl- und Füllkörperdecke: Diese besteht aus vorgefertigten Rippen (oder Trägern), deren Zwischenräume durch Zwischenbauteile, keramische Hohlkörper oder andere verbleibende Bauteile geschlossen werden. Die Decke kann mit oder ohne Aufbeton ausgeführt werden.

Scheibe: Ebenes Bauteil, das in seiner Ebene wirkenden Kräften ausgesetzt ist. Eine Scheibe darf aus mehreren vorgefertigten, miteinander verbundenen Elementen bestehen.

Zugglied: Ein Zuganker bei Fertigteiltragwerken, der am wirkungsvollsten durchlaufend in Wänden, Decken oder Stützen geführt ist.

Vorgefertigtes Einzelbauteil: Bauteil, bei dem im Versagensfall keine alternative Möglichkeit zur Lastübertragung mehr besteht.

Vorübergehende Bemessungssituation: in der Fertigteilbauweise umfasst diese Folgendes:

- Ausschalen,
- Transport zum Lagerplatz,
- Lagerung (Bedingungen der Unterstützung und der Einwirkung),
- Transport zur Baustelle,
- Aufstellung (Heben),
- Einbau (Zusammenbau).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

10.2 Grundlagen für die Tragwerksplanung, Grundlegende Anforderungen

(1)P Bei der Bemessung und baulichen Durchbildung von Fertigteilen und Tragwerken aus Fertigteilen muss insbesondere Folgendes berücksichtigt werden:

- vorübergehende Bemessungssituationen (siehe 10.1.1),
- vorübergehende und ständige Lager,
- Verbindungen und Fugen zwischen den Bauteilen.

(2) Falls erforderlich, sind in der Regel dynamische Einwirkungen in vorübergehenden Bemessungssituationen zu berücksichtigen. Wenn keine genaueren Berechnungen vorliegen, dürfen die statischen Einwirkungen mit einem entsprechenden Faktor multipliziert werden (siehe hierzu auch die Produktnormen für bestimmte Arten von Fertigteilprodukten).

(3) Erforderliche mechanische Verbindungen sind in der Regel so auszubilden, dass ein einfacher Einbau und einfaches Überprüfen und Auswechseln möglich sind.

10.3 Baustoffe

10.3.1 Beton

10.3.1.1 Festigkeiten

(1) Bei Fertigteilprodukten aus ständiger Produktion, die einer entsprechenden Qualitätskontrolle gemäß den Produktnormen unterzogen wurden und deren Betonzugfestigkeit nachgewiesen wurde, darf alternativ zu den Werten aus Tabelle 3.1 eine statistische Analyse der Versuchsergebnisse als Grundlage für die Ermittlung der Betonzugfestigkeit dienen, die für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit verwendet wird.

(2) Es dürfen Festigkeitsklassen verwendet werden, die zwischen den in Tabelle 3.1 angegebenen liegen.

(3) Bei einer Wärmebehandlung von Betonfertigteilen $\overline{AC}$ darf die Druckfestigkeit des Betons $f_{cm}(t)$ im Alter $t < 28$ Tage mit der Gleichung (3.1) abgeschätzt werden. $\overline{AC}$ In dieser wird das Betonalter t durch das temperaturangepasste Betonalter t_T nach Gleichung (B.10) in Anhang B ersetzt.

ANMERKUNG Der Beiwert $\beta_{cc}(t)$ ist in der Regel auf 1 zu begrenzen.

Die Auswirkungen der Wärmebehandlung dürfen mit Gleichung (10.1) berücksichtigt werden:

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (10.1)$$

Dabei ist f_{cmp} die mittlere Betonfestigkeit nach der Wärmebehandlung (d. h. beim Absetzen der Spannkraft). Diese wird durch Messungen an Proben im Alter t_p ($t_p < t$) ermittelt, die derselben Wärmebehandlung zusammen mit den Fertigteilen unterzogen wurden.

10.3.1.2 Kriechen und Schwinden

(1) Bei wärmebehandelten Betonfertigteilen ist es zulässig, die Werte der Kriechverformung gemäß der Reifefunktion in Gleichung (B.10) im Anhang B abzuschätzen.

(2) Zur Berechnung der Kriechverformungen ist in der Regel das Alter des Betons bei Belastung t_0 (in Tagen) aus Gleichung (B.5) mit dem äquivalenten Betonalter aus den Gleichungen (B.9) und (B.10) in Anhang B zu ersetzen.

(3) Bei wärmebehandelten Betonfertigteilen darf davon ausgegangen werden:

- a) dass das Schwinden während der Wärmebehandlung unwesentlich und
- b) dass das autogene Schwinden vernachlässigbar ist.

10.3.2 Spannstahl

10.3.2.1 Eigenschaften

(1)P Bei Bauteilen mit Spanngliedern im sofortigem Verbund müssen die durch die erhöhten Temperaturen bei wärmebehandeltem Beton hervorgerufenen Relaxationsverluste berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die Relaxation beschleunigt sich während der Wärmebehandlung, wenn gleichzeitig eine Dehnung infolge Temperatur wirkt. Die Relaxationsrate verringert sich am Ende der Behandlung.

(2) In den Funktionen der Relaxationszeit in 3.3.2 (7) ist in der Regel der Zeit nach dem Vorspannen t eine äquivalente Zeit t_{eq} hinzuzufügen. Dies berücksichtigt die Auswirkungen der Wärmebehandlung auf die Vorspannverluste, die aufgrund der Relaxation des Spannstahls entstehen. Diese äquivalente Zeit darf mit Gleichung (10.2) ermittelt werden:

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i \quad (10.2)$$

Dabei ist

- t_{eq} die äquivalente Zeit (in Stunden);
- $T_{(\Delta t_i)}$ die Temperatur (in °C) während des Zeitintervalls Δt_i ;
- T_{max} die maximale Temperatur (in °C) während der Wärmebehandlung.

10.5 Ermittlung der Schnittgrößen

10.5.1 Allgemeines

(1)P Die Schnittgrößenermittlung muss Folgendes berücksichtigen:

- das Verhalten der Tragwerksteile für alle Bauzustände, unter Verwendung der entsprechenden Geometrie und Eigenschaften für die jeweiligen Bauzustände und ihr Zusammenwirken mit anderen Bauteilen (z. B. Verbundverhalten mit Baustellenbeton bzw. anderen Fertigteilen),
- das durch die Bauteilverbindungen beeinflusste Tragwerkverhalten unter besonderer Berücksichtigung möglicher Verformungen und der Tragfähigkeit von Verbindungen,
- die Unsicherheiten in Bezug auf Zwangsbeanspruchungen und die Kraftübertragung zwischen den Bauteilen infolge von Abweichungen in Geometrie und Lage von Bauteilen und Lagern.

(2) Durch Reibung hervorgerufene, günstig wirkende horizontale Auflagerkräfte infolge der Eigenlast eines gestützten Bauteils dürfen nur für nicht erdbebengefährdete Gebiete (mit $\gamma_{G,inf}$) verwendet werden und dort wo:

- die Reibung nicht allein die Gesamtstabilität des Tragwerks sicherstellen muss,
- die Ausbildung der Lager die Möglichkeit einer Aufsummierung irreversibler Bauteilbewegungen ausschließt, wie sie z. B. durch ungleiches Verhalten unter wechselnden Einwirkungen hervorgerufen wird (z. B. zyklische thermische Auswirkungen auf die Auflagerränder gelenkig gelagerter Einfeldsysteme),
- keine Möglichkeit maßgebender Anprallbelastungen besteht.

(3) Die Auswirkungen horizontaler Bewegungen sind in der Regel bei der Tragwerksplanung unter Beachtung des Tragwerkwiderstands und der Funktionsfähigkeit der Fugen/Verbindungen zu berücksichtigen.

DIN EN 1992-1-1:2011-01

EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

10.5.2 Spannkraftverluste

(1) Bei der Wärmebehandlung von Betonfertigteilen führt das Nachlassen der Spannung in den Spanngliedern und die Zwangdehnung des Betons infolge Temperatur zu einem speziellen Spannkraftverlust ΔP_{θ} infolge Wärme. Dieser Verlust darf mit der Gleichung (10.3) ermittelt werden:

$$\Delta P_{\theta} = 0,5 \cdot A_p \cdot E_p \cdot \alpha_c (T_{\max} - T_0) \quad (10.3)$$

Dabei ist

A_p die Querschnittsfläche der Spannglieder;

E_p der Elastizitätsmodul der Spannglieder;

α_c die lineare Wärmedehnzahl für Beton (siehe 3.1.3 (5));

$T_{\max} - T_0$ der Unterschied zwischen der Höchst- und der Anfangstemperatur im Beton in der Nähe der Spannglieder in °C.

ANMERKUNG Werden die Spannglieder vorgewärmt, darf der durch die Dehnung infolge der Wärmebehandlung hervorgerufene Spannkraftverlust ΔP_{θ} vernachlässigt werden.

10.9 Bemessungs- und Konstruktionsregeln

10.9.1 Einspannmomente in Platten

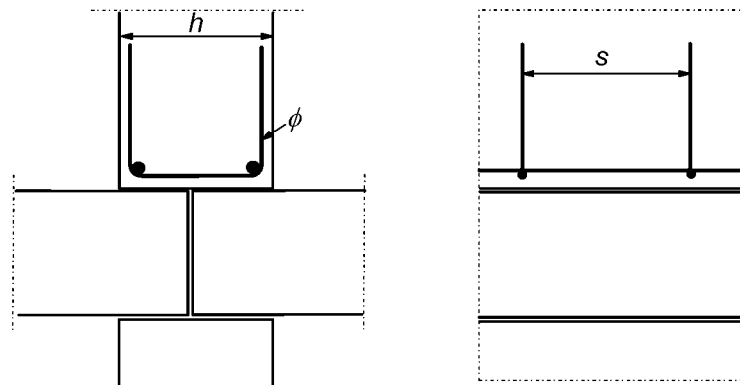
(1) Einspannmomente können durch eine obere Bewehrung aufgenommen werden, die im Aufbeton verlegt oder mit Betondübeln in Öffnungen von Hohlbauteilen verankert wird. Im ersten Fall ist in der Regel die horizontale Schubkraft in der Verbundfuge nach 6.2.5 nachzuweisen. Im zweiten Fall ist in der Regel die Kraftübertragung zwischen dem Betondübel und dem Hohlbauteil nach 6.2.5 zu prüfen. Die Länge der oberen Bewehrung muss in der Regel den Anforderungen aus 9.2.1.3 entsprechen.

(2) Ungewollte Einspannwirkungen an Auflagern von gelenkig gelagerten Platten sind in der Regel durch besondere Bewehrung und/oder spezielle bauliche Durchbildung zu berücksichtigen.

10.9.2 Wand-Decken-Verbindungen

(1) Bei Wandelementen, die auf Deckenplatten stehen, ist in der Regel Bewehrung für mögliche Lastausmitten und für eine Konzentration der Vertikallast am Wandende vorzusehen. Für Deckenbauteile siehe 10.9.1 (2).

(2) Bei einer vertikalen Last je Längeneinheit $\leq 0,5h \cdot f_{cd}$ ist keine besondere Bewehrung erforderlich (mit h - Wanddicke, siehe Bild 10.1). Die Last darf auf $0,6h \cdot f_{cd}$ erhöht werden, wenn eine Bewehrung nach Bild 10.1 vorhanden ist, die einen Durchmesser $\phi \geq 6$ mm hat und deren Abstand s nicht größer als der kleinere Wert aus h und 200 mm ist. Bei größeren Lasten ist in der Regel die Bewehrung nach (1) zu bemessen. Die untere Wand ist in der Regel zusätzlich zu prüfen.


Bild 10.1 — Beispiel zur Bewehrung einer Wand über der Verbindung zweier Deckenplatten

10.9.3 Deckensysteme

(1)P Die bauliche Durchbildung von Deckensystemen muss mit den in der Schnittgrößenermittlung und Bemessung getroffenen Annahmen übereinstimmen. Die maßgebenden Produktnormen sind zu beachten.

(2)P Wird die Querverteilung der Lasten zwischen nebeneinander liegenden Deckenelementen berücksichtigt, sind geeignete Verbindungen zur Querkraftübertragung vorzusehen.

(3)P Die Auswirkungen möglicher Einspannungen von Fertigteilen müssen berücksichtigt werden. Dies gilt auch, wenn bei der Bemessung von gelenkigen Auflagern ausgegangen wurde.

(4) Die Querkraftübertragung in Fugen kann auf verschiedene Weisen erreicht werden. Drei Haupttypen von Fugenausbildungen sind in Bild 10.2 dargestellt.

(5) Die Querverteilung der Lasten muss in der Regel auf Grundlage von Berechnungen oder Versuchen und unter Berücksichtigung möglicher Lastunterschiede zwischen den Fertigteilen nachgewiesen werden. Die zu übertragende Querkraft zwischen Deckenbauteilen ist in der Regel bei Bemessung und Ausbildung von Verbindungen bzw. Fugen und anliegenden Teilen des Bauteils (z. B. Außenrippen oder Stege) zu berücksichtigen.

Wird keine genauere Berechnung durchgeführt, darf bei Decken mit gleichmäßig verteilten Lasten die entlang der Fugen wirkende Querkraft pro Längeneinheit wie folgt ermittelt werden:

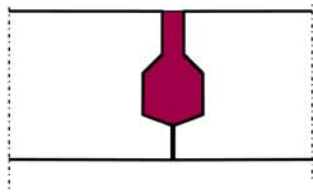
$$v_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3 \quad (10.4)$$

Dabei ist

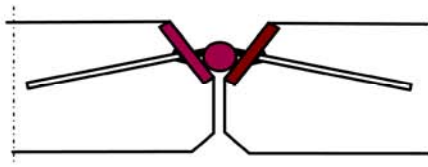
q_{Ed} der Bemessungswert der Nutzlast (kN/m²);

b_e die Breite des Bauteils.

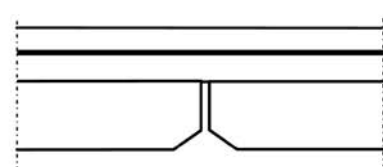
DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)



**a) ausbetonierte oder
ausgegossene Fugen**



**b) Schweiß- oder
Bolzenverbindungen (gezeigt wird
eine Art der Schweißverbindung
als Beispiel)**



**c) bewehrter Aufbeton
(vertikale Bewehrungsver-
bindungen in den Aufbeton
können für die Querkraft-
übertragung im GZT
erforderlich werden)**

Bild 10.2 — Deckenverbindungen zur Querkraftübertragung (Beispiele)

(6) Wenn vorgefertigte Decken als Scheiben zur Übertragung horizontaler Kräfte zu den aussteifenden Bauteilen bemessen werden, ist in der Regel Folgendes zu berücksichtigen:

- die Scheibe sollte Teil eines wirklichkeitsnahen Tragwerkmodells sein, das die Verträglichkeit der Verformungen der aussteifenden Bauteile berücksichtigt,
- die Auswirkungen der resultierenden horizontalen Verschiebungen auf alle Teile des Tragwerks sind zu berücksichtigen,
- die Scheibe ist entsprechend der in dem angenommenen Tragwerksmodell auftretenden Zugkräfte zu bewehren,
- wo Spannungskonzentrationen in der Scheibe auftreten (z. B. an Öffnungen, Verbindungen zu aussteifenden Bauteilen), ist eine geeignete bauliche Durchbildung vorzusehen.

(7) Eine Querbewehrung für die Schubkraftübertragung in Fugenlängsrichtung der Scheibe darf entlang der Auflager konzentriert werden, so dass sich mit dem statischen Modell kompatible Zugstreben bilden. Diese Querbewehrung darf im Aufbeton liegen.

(8) Fertigteile mit einer Aufbetonschicht von mindestens 40 mm dürfen als Verbundbauteile bemessen werden, falls die Verbundfuge nach 6.2.5 nachgewiesen wird. Das Fertigteil ist dabei in der Regel für alle Bauzustände vor und nach Wirksamwerden der Verbundwirkung nachzuweisen.

(9) Die Querbewehrung für Biegung und andere Auswirkungen darf vollständig im Aufbeton liegen. Die bauliche Durchbildung muss in der Regel mit dem statischen System übereinstimmen, z. B. bei Annahme von zweiachsig gespannten Platten.

(10) Stege oder Rippen in einzelnen Plattenelementen (d. h. Elemente, die nicht für die Querkraftübertragung verbunden sind) sind in der Regel mit einer Querkraftbewehrung zu versehen, wie sie für Balken vorgeschrieben ist.

(11) Hohl- und Füllkörperdecken ohne Aufbeton dürfen für die Schnittgrößenermittlung als Vollplatten angesetzt werden, falls die Ortbeton-Querrippen mit einer durch die Fertigteil-Längsrippen durchlaufenden Bewehrung ausgeführt und im Abstand s_T gemäß Tabelle 10.1 angeordnet werden.

Tabelle 10.1 — Größter Querrippenabstand s_T ¹⁾

Art der Belastung	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Lasten aus dem Wohnungsbau, Schnee	nicht benötigt	$s_T \leq 12 h$
andere	$s_T \leq 10 h$	$s_T \leq 8 h$
¹⁾ so dass Hohl- und Füllkörperdecken für die Schnittgrößenermittlung als Vollplatten angesehen werden können. s_L = Abstand der Längsrippen, l_L = Länge (Stützweite) der Längsrippen, h = Dicke der gerippten Decke		

(12) Für die Scheibenwirkung zwischen den vorgefertigten Plattenelementen mit ausbetonierten oder vergossenen Fugen ist in der Regel die durchschnittliche Schubtragfähigkeit v_{Rdi} bei sehr glatten Oberflächen auf 0,10 N/mm² und bei glatten und rauen Oberflächen auf 0,15 N/mm² zu begrenzen. Eine Definition der Oberflächen ist in 6.2.5 angegeben.

10.9.4 Verbindungen und Lager für Fertigteile

10.9.4.1 Baustoffe

(1)P Die Baustoffe für Verbindungsmittel müssen:

- während der Lebensdauer des Tragwerks tragfähig und dauerhaft sein,
- chemisch und physikalisch kompatibel sein,
- gegen schädliche chemische und physikalische Einflüsse geschützt sein,
- den gleichen Feuerwiderstand wie das Tragwerk aufweisen.

(2)P Die Festigkeit und Verformungseigenschaften von Lagern müssen den Bemessungsannahmen entsprechen.

(3)P Metallische Verbindungsmittel für Fassaden, die nicht in die Expositionsklassen X0 und XC1 (Tabelle 4.1) fallen und die nicht gegen Umwelteinflüsse geschützt sind, müssen aus korrosionsbeständigen Baustoffen sein. Sofern sie kontrolliert werden können, dürfen auch beschichtete Baustoffe verwendet werden.

(4)P Vor dem Schweißen, Glühen oder Kaltverformen muss die Eignung des Materials nachgewiesen werden.

10.9.4.2 Konstruktions- und Bemessungsregeln für Verbindungen

(1)P Verbindungen müssen in der Lage sein, dass sie den Bemessungsannahmen entsprechend die Einwirkungen und notwendigen Verformungen aufnehmen sowie ein robustes Tragverhalten des Tragwerks sicherstellen können.

(2)P Das vorzeitige Spalten oder Abplatzen des Betons an den Bauteilenden muss verhindert werden. Dabei ist Folgendes zu berücksichtigen:

- die relativen Verschiebungen zwischen den Bauteilen,
- die Toleranzen,
- die Montageanforderungen,
- die einfache Ausführbarkeit,
- die einfache Überprüfbarkeit.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(3) Der Nachweis der Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindungen darf rechnerisch erfolgen und ggf. durch Versuche unterstützt werden (versuchsgestützte Bemessung, siehe EN 1990 Anhang D). In der Regel sind dabei Imperfektionen zu berücksichtigen. In den auf der Grundlage von Versuchen ermittelten Bemessungswerten sind in der Regel ungünstige Abweichungen von den Versuchsbedingungen zu berücksichtigen.

10.9.4.3 Verbindungen zur Druckkraft-Übertragung

(1) Die Querkkräfte bei Druckfugen dürfen vernachlässigt werden, wenn sie weniger als 10 % der Druckkraft betragen.

(2) Bei Lagerfugen mit Bettungen aus z. B. Mörtel, Beton oder Polymeren ist in der Regel eine relative Bewegung zwischen den verbundenen Oberflächen während der Erhärtung des Bettungsmaterials auszuschließen.

(3) Trockene Lagerfugen dürfen in der Regel nur dann verwendet werden, wenn die erforderliche Qualität der Bauausführung erreicht werden kann. Die durchschnittliche Lagerpressung zwischen den ebenen Oberflächen darf in der Regel nicht größer als $0,3f_{cd}$ sein. Trockene Lagerfugen mit gekrümmten (konvexen) Oberflächen, sind in der Regel unter Berücksichtigung der Geometrie zu bemessen.

(4) Querzugspannungen in benachbarten Bauteilen sind in der Regel zu berücksichtigen. Diese können aufgrund von konzentriertem Druck gemäß Bild 10.3a) entstehen oder aufgrund der Dehnungen eines verformbaren Fugenmaterials gemäß Bild 10.3b). Die Bewehrung im Fall a) darf nach 6.5 bemessen und angeordnet werden. Die Bewehrung im Fall b) ist in der Regel nahe der Oberfläche der benachbarten Bauteile anzuordnen.

(5) Fehlen genauerer Modelle, darf der Bewehrungsquerschnitt im Fall b) gemäß der Gleichung (10.5) berechnet werden:

$$A_s = 0,25 \cdot (t / h) \cdot F_{Ed} / f_{yd} \quad (10.5)$$

Dabei ist

A_s die Bewehrungsfläche an jeder Oberfläche;

t die Dicke des Fugenmaterials;

h die Abmessung des Fugenmaterials in Richtung der Bewehrung;

F_{Ed} die Druckkraft in der Lagerfuge.

(6) Die maximale Tragfähigkeit von Druckfugen darf nach 6.7 ermittelt werden. Alternativ darf sie auf der Grundlage einer genaueren Berechnung ermittelt werden, die durch Versuche unterstützt wird (versuchsgestützte Bemessung, siehe EN 1990).

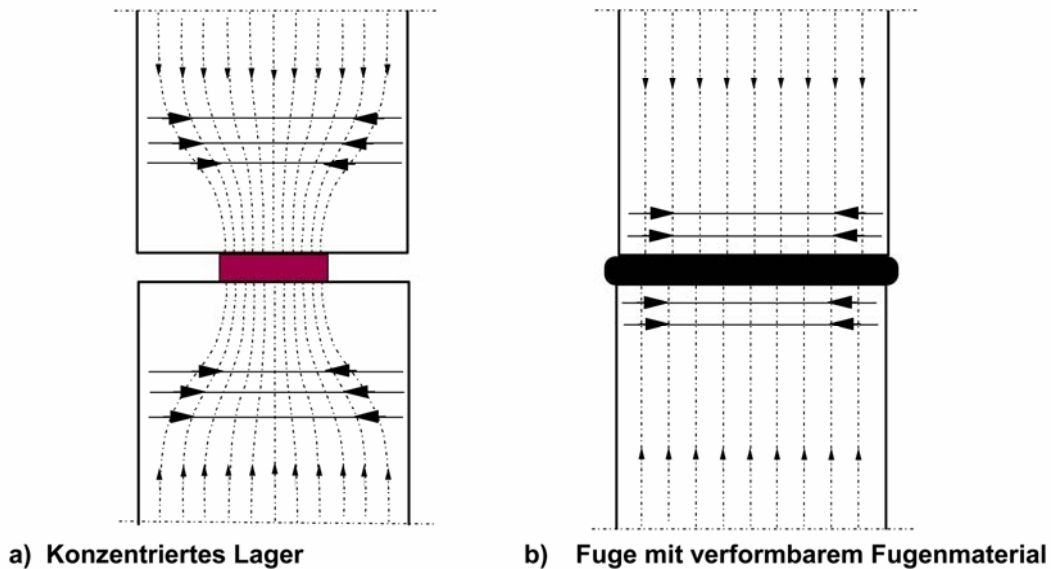


Bild 10.3 — Querzugspannungen in Druckfugen

10.9.4.4 Verbindungen zur Querkraft-Übertragung

(1) Für die Schubkraftübertragung in Verbundfugen zwischen zwei Betonen, wie beispielsweise einem Fertigteil und Ortbeton, siehe 6.2.5.

10.9.4.5 Verbindungen zur Übertragung von Biegemomenten oder Zugkräften

(1)^P Die Bewehrung muss die Fuge kreuzen und in den benachbarten Bauteilen verankert werden.

(2) Die Kraftübertragung kann beispielsweise erreicht werden mit:

- Übergreifungsstößen;
- Vergießen der Bewehrung in Aussparungen,
- Übereinandergreifen von Bewehrungsschlaufen,
- Schweißen von Stäben oder Stahlplatten,
- Vorspannen,
- mechanische Vorrichtungen (Schraub- oder Vergussmuffen),
- geschmiedete Verbindungsmittel (Druckmuffen).

10.9.4.6 Ausgeklinte Auflager

(1) Ausgeklinte Auflager dürfen mit Stabwerkmodellen nach 6.5 bemessen werden. Zwei alternative Modelle und Bewehrungsführungen sind in Bild 10.4 dargestellt. Beide Modelle dürfen kombiniert werden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

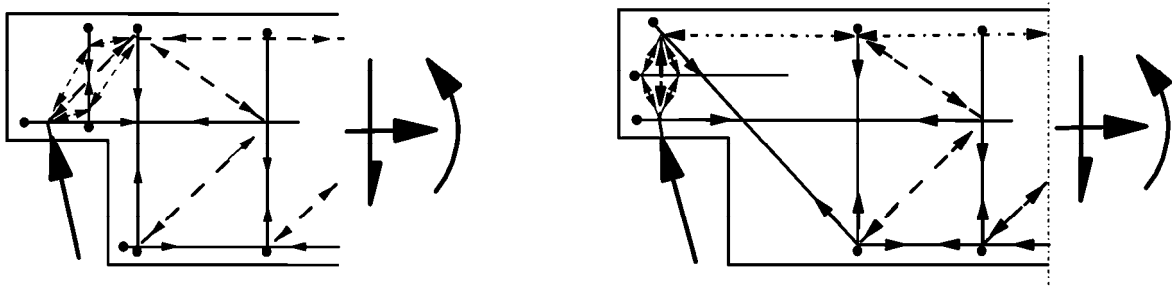


Bild 10.4 — Beispiele für Stabwerkmodelle für ausgeklinkte Auflager

10.9.4.7 Verankerung der Längsbewehrung an Auflagern

(1) Die Bewehrung in stützenden und gestützten Bauteilen ist in der Regel baulich so durchzubilden, dass die Verankerung im betrachteten Knoten unter Berücksichtigung von Abweichungen sichergestellt ist. Ein Beispiel dafür ist in Bild 10.5 dargestellt.

Die wirksame Auflagertiefe a_1 ist vom Abstand d vom Rand des betrachteten Bauteils abhängig (siehe Bild 10.5). Dabei ist

$$d = c_1 + \Delta a_1 \quad \text{mit horizontalen Schlaufen oder endverankerten Stäben,}$$

$$d = c_1 + \Delta a_1 + r_1 \quad \text{mit vertikalen aufgebogenen Stäben.}$$

Dabei ist

c_1 die Betondeckung;

Δa_1 die Abweichung (siehe 10.9.5.2 (1));

r_1 der Biegeradius.

Für die Definitionen von Δa_2 bzw. Δa_3 siehe Bild 10.5 und 10.9.5.2 (1).

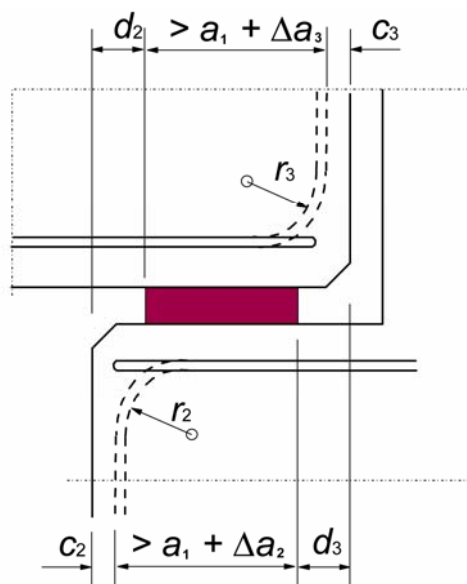


Bild 10.5 — Beispiel der Bewehrungsführung am Auflager

10.9.5 Lager

10.9.5.1 Allgemeines

(1)P Die Funktionstüchtigkeit von Lagern muss durch Bewehrung in den benachbarten Bauteilen, durch Begrenzung der Lagerpressung und durch Maßnahmen zur Berücksichtigung von Verschiebungen oder Zwang sichergestellt werden.

(2)P Bei Lagern, bei denen weder Gleiten noch Rotation ohne erhebliche Zwangsspannungen möglich sind, müssen die Einwirkungen aus Kriechen, Schwinden, Temperatur, mangelhaftes Ausrichten, Fehlen der Lotausrichtung usw. bei der Bemessung der benachbarten Bauteile berücksichtigt werden.

(3) Die Auswirkungen nach Absatz (2)P können eine Querbewehrung in den unterstützten und unterstützenden Bauteilen und/oder eine Verbundbewehrung erforderlich machen, um die Bauteile zu verbinden. Diese Auswirkungen können auch Einfluss auf die Bemessung und Führung der Hauptbewehrung dieser Bauteile haben.

(4)P Lager müssen so bemessen und konstruktiv gestaltet werden, dass sie unter Berücksichtigung von Herstellungs- und Montagtoleranzen eine korrekte Lage sicherstellen.

(5)P Mögliche örtliche Einflüsse von Spanngliedverankerungen und ihrer Aussparungen müssen berücksichtigt werden.

10.9.5.2 Lager für verbundene Bauteile (Nicht-Einzelbauteile)

(1) Der Nennwert a der Tiefe eines einfachen Auflagers, wie in Bild 10.6 dargestellt, darf berechnet werden mit:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad (10.6)$$

Dabei ist

- a_1 der Grundwert der Auflagertiefe abhängig von der Lagerpressung, $a_1 = F_{Ed} / (b_1 \cdot f_{Rd})$, mit den Mindestwerten nach Tabelle 10.2;
- F_{Ed} der Bemessungswert der Auflagerreaktion;
- b_1 die Netto-Auflagerbreite des Bauteils, siehe (3);
- f_{Rd} der Bemessungswert der Auflagerfestigkeit, siehe (2);
- a_2 der als nicht wirksam angesehene Abstand vom äußeren Rand des unterstützenden Bauteils, siehe Bild 10.6 und Tabelle 10.3;
- a_3 der als nicht wirksam angesehene Abstand vom äußeren Rand des unterstützten Bauteils, siehe Bild 10.6 und Tabelle 10.4;
- Δa_2 die zulässige Grenzabweichung für den Abstand zwischen unterstützenden Bauteilen, siehe Tabelle 10.5;
- Δa_3 die zulässige Grenzabweichung für die Länge der unterstützten Bauteile, $\Delta a_3 = l_n / 2500$, mit l_n - Bauteillänge.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

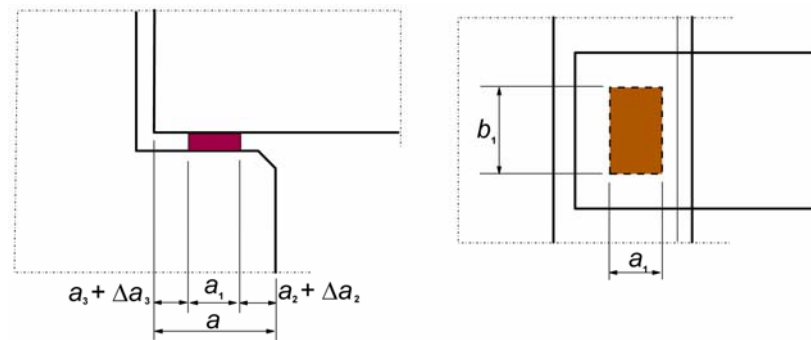


Bild 10.6 — Beispiel für Lager mit Definitionen

Tabelle 10.2 — Mindestwerte von a_1 in mm

Bezogene Lagerpressung, σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15 bis 0,4	$> 0,4$
Linienlager (Decken, Dächer)	25	30	40
Rippendecken und Pfetten	55	70	80
Konzentrierte Auflager (Balken)	90	110	140

Tabelle 10.3 — Abstand a_2 (mm) von der Außenkante des unterstützenden Bauteils, der als nicht mitwirkend angesehen wird.

Baustoff und Art des Auflagers	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15 bis 0,4	$> 0,4$
Stahl	Linienlager	0	0	10
	Einzellager	5	10	15
Bewehrter Beton $\geq$ $\boxed{\text{AC}} \text{ C30/37 } \boxed{\text{AC}}$	Linienlager	5	10	15
	Einzellager	10	15	25
Unbewehrter Beton und bewehrter Beton $< \boxed{\text{AC}} \text{ C30/37 } \boxed{\text{AC}}$	Linienlager	10	15	25
	Einzellager	20	25	35
Mauerwerk	Linienlager	10	15	(-) ¹⁾
	Einzellager	20	25	(-) ¹⁾

¹⁾ In diesen Fällen sollte ein Betonauflagerstein verwendet werden.

Tabelle 10.4 — Abstand a_3 (mm) über die Außenkante des gestützten Bauteils hinaus, der als nicht mitwirkend angesehen wird

Bauliche Durchbildung der Bewehrung	Auflager	
	Linienlager	Einzellager
Durchlaufende Stäbe über Auflager (eingespannt oder nicht)	0	0
Gerade Stäbe, horizontale Schlaufen, direkt am Bauteilende	5	15, aber mindestens Betondeckung am Ende
Spannglieder oder gerade Stäbe, die am Bauteilende ungeschützt sind	5	15
Vertikale Schlaufenbewehrung	15	Betondeckung am Ende plus innerer Biegeradius

Tabelle 10.5 — Grenzabmaß Δa_2 für lichten Abstand zwischen den Auflageranschnitten

Baustoff des Auflagers	Δa_2
Stahl oder Betonfertigteile	$10 \leq l/1\ 200 \leq 30\text{ mm}$
Mauerwerk oder Ortbeton	$15 \leq l/1\ 200 + 5 \leq 40\text{ mm}$
$l = \text{Spannweite}$	

(2) Wenn nicht anders festgelegt, dürfen folgende Werte für die Auflagerfestigkeit verwendet werden.

$f_{Rd} = 0,4f_{cd}$ für trockene Lagerfugen (Definition nach 10.9.4.3 (3)),

$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85f_{cd}$ für alle anderen Fälle.

Dabei ist

f_{cd} der niedrigere der Bemessungswerte der Festigkeit des unterstützten bzw. des unterstützenden Bauteils;

f_{bed} der Bemessungswert der Festigkeit des Fugenfüllmaterials.

(3) Werden Maßnahmen ergriffen, um eine gleichförmige Verteilung der Lagerpressung zu erzielen, wie beispielsweise mit Mörtel-, Elastomer- oder ähnlichen Lagern, darf die Bemessungsaullagerbreite b_1 als die tatsächliche Breite des Lagers angenommen werden. In allen anderen Fällen, und falls genauere Berechnungen fehlen, darf b_1 in der Regel nicht größer als 600 mm angesetzt werden.

10.9.5.3 Lager für Einzelbauteile

(1)P Der Nennwert der Auflagertiefe für Einzelbauteile muss 20 mm größer sein als für verbundene Bauteile (Nicht-Einzelbauteile).

(2)P Wenn ein Bauteil sich relativ zum Auflager frei bewegen kann, muss die Netto-Auflagertiefe so vergrößert werden, dass die zu erwartende Bewegung aufgenommen werden kann.

(3)P Wenn ein Bauteil außerhalb der Auflagerebene verankert wird, muss der Grundwert der Auflagertiefe a_1 vergrößert werden, um die Auswirkungen einer Lagerverdrehung gegenüber der Verankerung aufnehmen zu können.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

10.9.6 Köcherfundamente

10.9.6.1 Allgemeines

(1) P-Betonköcher müssen vertikale Lasten, Biegemomente und Horizontalkräfte aus Stützen in den Baugrund übertragen können. Der Köcher muss groß genug sein, um ein einwandfreies Verfüllen mit Beton unter und seitlich der Stütze zu ermöglichen.

10.9.6.2 Köcherfundamente mit profilierter Oberfläche

(1) Köcher mit speziell ausgebildeten Profilierungen oder Verzahnungen dürfen als mit der Stütze monolithisch verbunden angenommen werden.

(2) Wo vertikaler Zug infolge der Momentübertragung auftritt, ist eine sorgfältige Ausbildung der Übergreifung der Bewehrung von Stütze und Fundament unter Berücksichtigung des großen Stababstandes erforderlich. [AC] Die Übergreifungslänge nach 8.7 ist dabei in der Regel mindestens um [AC] den horizontalen Abstand zwischen dem Stab in der Stütze und dem senkrechten übergreifenden Stab im Fundament zu erhöhen (siehe Bild 10.7a)). Für den Übergreifungsstoß ist in der Regel eine entsprechende Horizontalbewehrung vorzusehen.

(3) Die Bemessung für Durchstanzen darf in der Regel wie für monolithische Verbindungen von Stütze und Fundament nach 6.4 erfolgen (siehe Bild 10.7a)), wenn die Querkraftübertragung zwischen Stütze und Fundament sichergestellt ist. Andernfalls muss in der Regel die Bemessung für Durchstanzen wie für Köcher mit glatter Oberfläche erfolgen.

10.9.6.3 Köcherfundamente mit glatter Oberfläche

(1) Es darf angenommen werden, dass die Kräfte und das Moment von der Stütze in das Fundament durch Druckkräfte F_1 , F_2 und F_3 über den Füllbeton und entsprechende Reibungskräfte übertragen werden (siehe Bild 10.7b)). Das Modell setzt voraus, dass $l \geq 1,2h$ ist.

(2) Der Reibungsbeiwert darf in der Regel nicht größer als $\mu = 0,3$ gewählt werden.

(3) Besonders zu beachten ist:

- die konstruktive Durchbildung der Bewehrung für F_1 an der Oberseite der Köcherwand,
- die Übertragung von F_1 entlang den Seitenwänden in das Fundament,
- die Verankerung der Hauptbewehrung in Stütze und Köcherwänden,
- die Querkrafttragfähigkeit der Stütze innerhalb des Köchers,
- der Durchstanzwiderstand der Fundamentplatte unter der Stützenlast, wobei der Füllbeton unter dem Fertigteil berücksichtigt werden darf.

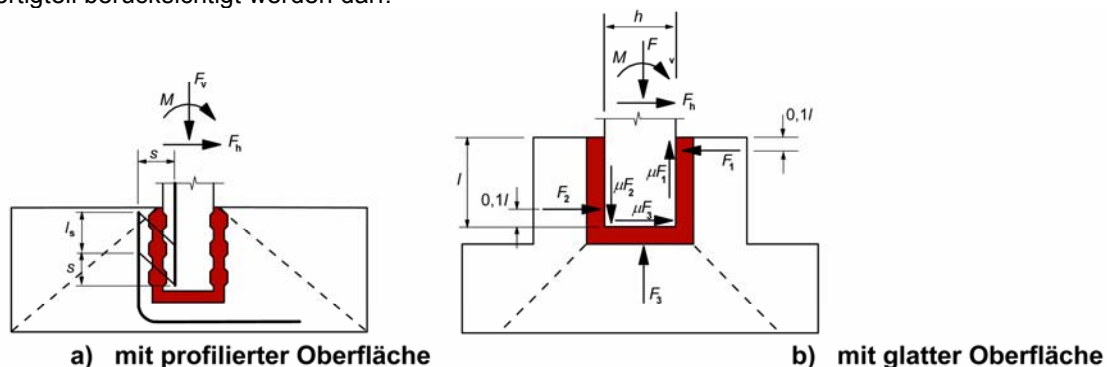


Bild 10.7 — Köcherfundamente

10.9.7 Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Ereignissen

(1) Bei Scheiben aus vorgefertigten Elementen, z. B. Wand- und Deckenscheiben, kann das erforderliche Zusammenwirken durch außen und/oder innen liegende Zuganker erreicht werden. Diese Zuganker können auch ein fortschreitendes Versagen gemäß 9.10 verhindern.

11 ZUSÄTZLICHE REGELN FÜR BAUTEILE UND TRAGWERKE AUS LEICHTBETON

11.1 Allgemeines

(1)P Dieses Kapitel enthält zusätzliche Anforderungen für Leichtbeton. Es wird auf die anderen Abschnitte dieses Dokumentes (1 bis 10 und 12) sowie die Anhänge verwiesen.

ANMERKUNG Die Überschriften werden mit einer vorangestellten 11 nummeriert, der die Nummer des entsprechenden Hauptabschnitts folgt. Die Unterkapitel werden ohne Verbindung zu den Unterüberschriften in den entsprechenden Hauptabschnitten durchnummeriert. Falls Alternativen für Gleichungen, Bilder oder Tabellen in anderen Abschnitten aufgeführt werden, wird der ursprünglichen Referenzzahl ebenfalls eine 11 vorangestellt.

11.1.1 Geltungsbereich

(1)P Alle Abschnitte der Kapitel 1 bis 10 und 12 sind generell gültig, wenn sie nicht durch spezielle Abschnitte in diesem Kapitel ersetzt werden. Allgemein gilt, dass alle Werte für die Festigkeit aus Tabelle 3.1 in Gleichungen mit den entsprechenden Werten für Leichtbeton nach Tabelle 11.3.1 zu ersetzen sind.

(2)P Kapitel 11 gilt für alle Betonsorten mit dichtem Gefüge, die mit leichten natürlichen oder künstlichen, mineralischen Gesteinskörnungen hergestellt sind. Wenn zuverlässige Erfahrungswerte vorliegen, dürfen auch andere abgesicherte Regeln als die hier gegebenen angewendet werden.

(3) Dieses Kapitel gilt nicht für autoklavierten oder normal nachbehandelten Porenbeton und für Leichtbeton mit einem offenen Gefüge.

(4)P Als Leichtbeton gilt Beton, der ein geschlossenes Gefüge und eine Dichte von nicht mehr als 2200 kg/m^3 hat und der leichte künstliche oder natürliche Gesteinskörnungen mit einer Kornrohichte weniger als 2000 kg/m^3 enthält.

11.1.2 Besondere Formelzeichen

(1)P Folgende Formelzeichen werden speziell für Leichtbeton verwendet:

LC das den Festigkeitsklassen des Leichtbetons vorangestellte Kurzzeichen LC;

η_E der Korrekturfaktor zur Berechnung des Elastizitätsmoduls;

η_1 der Beiwert zur Bestimmung der Zugfestigkeit;

η_2 der Beiwert zur Bestimmung der Kriechzahl;

η_3 der Beiwert zur Bestimmung der Trocknungsschwinddehnung;

ρ die ofentrockene Dichte des Leichtbetons in kg/m^3 .

Für die mechanischen Eigenschaften wird ein zusätzlicher Fußzeiger I (Leichtbeton) verwendet.

11.2 Grundlagen für die Tragwerksplanung

(1)P Kapitel 2 gilt ohne Einschränkungen auch für Leichtbeton.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

11.3 Baustoffe

11.3.1 Beton

(1)P AC In EN 206-1 werden Leichtbetone entsprechend ihrer Dichte klassifiziert AC, siehe Tabelle 11.1. Zusätzlich enthält diese Tabelle die entsprechenden Dichten für unbewehrten Beton und Stahlbeton mit normalen Bewehrungsgraden. Diese dürfen für Bemessungszwecke verwendet werden, wenn die Eigenlast oder die ständige Bemessungslast ermittelt wird. Alternativ darf die Dichte auch als Zielwert angegeben werden.

(2) Der Bewehrungsanteil an der Dichte darf alternativ auch berechnet werden.

(3) Die Zugfestigkeit von Leichtbeton darf durch Multiplikation von f_{ct} aus Tabelle 3.1 mit einem Beiwert η_1 ermittelt werden:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho / 2200 \quad (11.1)$$

Dabei ist

ρ der obere Grenzwert der AC Trockenrohdichte AC der maßgebenden Klasse nach Tabelle 11.1.

Tabelle 11.1 — Rohdichteklassen und die zugehörigen Bemessungsdichten von Leichtbeton gemäß EN 206-1

Rohdichteklasse		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Trockenrohdichte ρ (kg/m ³)		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
Wichte (kg/m ³)	unbewehrter Leichtbeton	1 050	1 250	1 450	1 650	1 850	2 050
	bewehrter Leichtbeton	1 150	1 350	1 550	1 750	1 950	2 150

11.3.2 Elastische Verformungseigenschaften

(1) Der jeweilige Mittelwert der Sekantenmoduln E_{lcm} für Leichtbeton darf abgeschätzt werden, indem die Werte aus Tabelle 3.1 für normal dichten Beton mit folgendem Beiwert multipliziert werden:

$$\eta_E = (\rho/2\,200)^2 \quad (11.2)$$

wobei ρ die ofentrockene Dichte nach EN 206-1, Kapitel 4 (siehe Tabelle 11.1) angibt.

Werden genaue Daten benötigt, wenn z. B. die Verformungen maßgebend sind, sollten Versuche zur Festlegung der Werte von E_{lcm} nach ISO 6784 durchgeführt werden.

ANMERKUNG Nicht widersprechende, ergänzende Informationen dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

(2) Die Wärmedehnzahl von Leichtbeton hängt im Wesentlichen von der Art der verwendeten Gesteinskörnung ab und variiert über einen weiten Bereich von $4 \cdot 10^{-6}$ bis $14 \cdot 10^{-6} / K$.

Für Bemessungszwecke, bei denen die Wärmedehnung nicht maßgebend ist, darf die Wärmedehnzahl mit $8 \cdot 10^{-6} / K$ angenommen werden.

Der Unterschied der Wärmedehnzahlen zwischen Stahl und Leichtbeton braucht bei der Bemessung nicht berücksichtigt zu werden.

Tabelle 11.3.1 — Festigkeits- und Formänderungskennwerte von Leichtbeton

Festigkeitsklassen für Leichtbeton														Analytische Beziehung
f_{Ick} (N/mm ²)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{\text{Ick,cube}}$ (N/mm ²)	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f_{Icm} (N/mm ²)	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	für $f_{\text{Ick}} \geq 20 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{Icm}} = f_{\text{Ick}} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
f_{Ictm} (N/mm ²)	$f_{\text{Ictm}} = f_{\text{Icm}} \cdot \eta_1$													$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho/2\ 200$
$f_{\text{Ictk},0,05}$ (N/mm ²)	$f_{\text{Ictk},0,05} = f_{\text{Ick},0,05} \cdot \eta_1$													5 % Quantil
$f_{\text{Ictk},0,95}$ (N/mm ²)	$f_{\text{Ictk},0,95} = f_{\text{Ick},0,95} \cdot \eta_1$													95 % Quantil
E_{Icm} (N/mm ²)	$E_{\text{Icm}} = E_{\text{cm}} \cdot \eta_E$													$\eta_E = (\rho/2\ 200)^2$
$\varepsilon_{\text{Ic}1}$ (‰)	$\left[\begin{array}{c} \text{AC} \end{array} \right] k \cdot f_{\text{Icm}} / (E_{\text{cm}} \cdot \eta_E) \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 1,1 \text{ für Leichtbeton mit Natursand} \\ k = 1,0 \text{ für alle anderen Leichtbetone} \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{c} \text{AC} \end{array} \right]$													siehe Bild 3.2
$\varepsilon_{\text{Icu}1}$ (‰)	$\varepsilon_{\text{Ic}1}$													siehe Bild 3.2
$\varepsilon_{\text{Ic}2}$ (‰)	2,0						2,2			2,3	2,4	2,5	siehe Bild 3.3	
$\varepsilon_{\text{Icu}2}$ (‰)	3,5 η_1						3,1 η_1			2,9 η_1	2,7 η_1	2,6 η_1	siehe Bild 3.3 $\left[\begin{array}{c} \text{AC} \end{array} \right] \varepsilon_{\text{Icu}2} \geq \varepsilon_{\text{Ic}2} \left[\begin{array}{c} \text{AC} \end{array} \right]$	
η	2,0						1,75			1,6	1,45	1,4		
$\varepsilon_{\text{Ic}3}$ (‰)	1,75						1,8			1,9	2,0	2,2	siehe Bild 3.4	
$\varepsilon_{\text{Icu}3}$ (‰)	3,5 η_1						3,1 η_1			2,9 η_1	2,7 η_1	2,6 η_1	siehe Bild 3.4 $ \varepsilon_{\text{Icu}3} \geq \varepsilon_{\text{Ic}3} $	

DIN EN 1992-1-1:2011-01

EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

11.3.3 Kriechen und Schwinden

(1) Bei Leichtbeton darf für die Kriechzahl φ der Wert von Normalbeton angenommen und mit einem Faktor $(\rho/2200)^2$ multipliziert werden.

Die so ermittelten Kriechverformungen sind in der Regel mit dem Faktor η_2 zu multiplizieren. Dieser beträgt

$$\eta_2 = 1,3 \quad \text{für } f_{\text{ck}} \leq \text{LC16/18},$$

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{für } f_{\text{ck}} \geq \text{LC20/22}.$$

(2) Der Endwert der Trocknungsschwinddehnung für Leichtbeton darf ermittelt werden, indem die Werte für Normalbeton aus Tabelle 3.2 mit dem Faktor η_3 multipliziert werden. Dieser beträgt

$$\eta_3 = 1,5 \quad \text{für } f_{\text{ck}} \leq \text{LC16/18},$$

$$\eta_3 = 1,2 \quad \text{für } f_{\text{ck}} \geq \text{LC20/22}.$$

(3) Die Gleichungen (3.11), (3.12) und (3.13) für autogenes Schwinden liefern die Höchstwerte für Leichtbetonsorten, bei denen der trocknenden Matrix kein Wasser aus der Gesteinskörnung zugeführt wird. Wird eine vollständig oder teilweise wassergesättigte leichte Gesteinskörnung verwendet, sind die autogenen Schwindwerte erheblich geringer.

11.3.4 Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen

(1) Bei Leichtbeton sind in der Regel die in Bild 3.2 angegebenen Werte ε_{c1} und ε_{cu1} mit den Werten ε_{lc1} und ε_{lcu1} aus Tabelle 11.3.1 zu ersetzen.

11.3.5 Bemessungswert für Druck- und Zugfestigkeiten

(1)P Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit wird definiert als

$$\boxed{\text{AC}} f_{\text{icd}} = \alpha_{\text{cc}} \cdot f_{\text{ick}} / \gamma_{\text{C}} \quad (11.3.15)$$

wobei γ_{C} der Teilsicherheitsbeiwert für Beton (siehe 2.4.2.4) und $\boxed{\text{AC}} \alpha_{\text{cc}}$ der Beiwert nach 3.1.6 (1)P ist.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für α_{cc} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,85.

(2)P Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit wird definiert als

$$\boxed{\text{AC}} f_{\text{ictd}} = \alpha_{\text{ct}} \cdot f_{\text{ictk}} / \gamma_{\text{C}} \quad (11.3.16)$$

wobei γ_{C} der Teilsicherheitsbeiwert für Beton (siehe 2.4.2.4) $\boxed{\text{AC}} \alpha_{\text{ct}}$ und α_{ct} der Beiwert nach 3.1.6 (2)P ist.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für α_{ct} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,85.

11.3.6 Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung

(1) Bei Leichtbeton sind in der Regel die in Bild 3.3 angegebenen Werte ε_{c2} und ε_{cu2} mit den Werten ε_{lc2} und ε_{lcu2} aus Tabelle 11.3.1 zu ersetzen.

(2) Bei Leichtbeton sind in der Regel die in Bild 3.4 angegebenen Werte ε_{c3} und ε_{cu3} mit den Werten ε_{lc3} und ε_{lcu3} aus Tabelle 11.3.1 zu ersetzen.

11.3.7 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

(1) Falls keine genaueren Angaben vorhanden sind, darf die Spannungs-Dehnungs-Linie aus Bild 3.6 mit erhöhter charakteristischer Festigkeit und erhöhten Dehnungen gemäß folgenden Gleichungen verwendet werden:

$$f_{\text{Ick,c}} = f_{\text{Ick}} \cdot (1,0 + k \cdot \sigma_2 / f_{\text{Ick}}) \quad (11.3.24)$$

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für k darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist:

$k = 1,1$ für Leichtbeton mit Sand als feine Gesteinskörnung,

$k = 1,0$ für Leichtbeton mit feiner bzw. grober leichter Gesteinskörnung.

$$\varepsilon_{\text{Ick,c}} = \varepsilon_{\text{Ick}} (f_{\text{Ick,c}} / f_{\text{Ick}})^2 \quad (11.3.26)$$

$$\varepsilon_{\text{cu2,c}} = \varepsilon_{\text{cu2}} + 0,2 \sigma_2 / f_{\text{Ick}} \quad (11.3.27)$$

wobei ε_{Ick} und ε_{cu2} aus der Tabelle 11.3.1 entnommen werden.

11.4 Dauerhaftigkeit und Betondeckung

11.4.1 Umgebungseinflüsse

(1) Für Leichtbeton dürfen in Tabelle 4.1 dieselben Expositionsklassen wie für Normalbeton verwendet werden.

11.4.2 Betondeckung

(1)P Bei Leichtbeton müssen die Werte für die Mindestbetondeckung in Tabelle 4.2 um 5 mm erhöht werden.

11.5 Ermittlung der Schnittgrößen

11.5.1 Vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation

ANMERKUNG $\langle \text{AC} \rangle$ Für Leichtbeton ist in der Regel der in Bild 5.6N angegebene Wert für $\theta_{\text{pl,d}}$ mit dem Faktor $\varepsilon_{\text{Ick,c}} / \varepsilon_{\text{cu2}}$ zu multiplizieren. $\langle \text{AC} \rangle$

11.6 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)

11.6.1 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

(1) Der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand eines Leichtbeton-Bauteiles ohne Querkraftbewehrung $V_{\text{IRd,c}}$ folgt aus der Gleichung:

$$V_{\text{IRd,c}} = [C_{\text{IRd,c}} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{Ick}})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\langle \text{AC} \rangle \geq (\eta_1 \cdot v_{\text{l,min}} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}}) \cdot b_w \cdot d \langle \text{AC} \rangle \quad (11.6.2)$$

Dabei ist

η_1 in Gleichung (11.1) definiert;

f_{Ick} aus Tabelle 11.3.1 entnommen;

σ_{cp} die mittlere Druckspannung im Querschnitt infolge von Normalkräften und einer Vorspannung, $\langle \text{AC} \rangle$ jedoch begrenzt auf $\sigma_{\text{cp}} \leq 0,2 f_{\text{cd}} \langle \text{AC} \rangle$.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für $C_{lRd,c}$, $\nu_{l,min}$ und k_1 dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für $C_{lRd,c}$ beträgt $\boxed{AC} 0,15 / \gamma_c$, für $\nu_{l,min}$ beträgt er $0,028 k^{3/2} f_{lck}^{1/2} \boxed{AC}$ und für k_1 beträgt er 0,15.

$\boxed{AC}$ Tabelle 11.6.1N — Werte für $\nu_{l,min}$ bei gegebenen Werten für d und $f_{lck} \boxed{AC}$

d (mm)	$\nu_{l,min} \text{ (N/mm}^2\text{)}$						
	$\boxed{AC} f_{lck} \boxed{AC} \text{ (N/mm}^2\text{)}$						
	20	30	40	50	60	70	80
200	0,36	0,44	0,50	0,56	0,61	0,65	0,70
400	0,29	0,35	0,39	0,44	0,48	0,52	0,55
600	0,25	0,31	0,35	0,39	0,42	0,46	0,49
800	$\boxed{AC} 0,23 \boxed{AC}$	0,28	0,32	0,36	0,39	0,42	0,45
$\geq 1\,000$	0,22	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43

(2) Die ohne den Abminderungsbeiwert β ermittelte Querkraft V_{Ed} (siehe 6.2.2 (6)) muss in der Regel folgende Bedingung erfüllen:

$$\boxed{AC} V_{Ed} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu_l \cdot f_{lck} \boxed{AC} \quad (11.6.5)$$

Dabei ist

$\boxed{AC}$ gestrichener Text $\boxed{AC}$

$\boxed{AC} \nu_l$ in Übereinstimmung mit 11.6.2 (1). $\boxed{AC}$

11.6.2 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

$\boxed{AC}$ (1) Der Reduktionsbeiwert für den Bruchwiderstand der Betonstreben ist ν_l .

ANMERKUNG 1 Der landesspezifische Wert für ν_l darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert folgt aus:

$$\nu_l = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lck} / 250) \quad (11.6.6N)$$

ANMERKUNG 2 Bei Leichtbeton darf ν_l in der Regel nicht entsprechend 6.2.3 (3), Fußnote 2, modifiziert werden. $\boxed{AC}$

11.6.3 Torsion

11.6.3.1 Nachweisverfahren

(1) In Gleichung (6.30) wird für Leichtbeton ν durch ν_l nach 11.6.2 (1) ersetzt.

11.6.4 Durchstanzen

11.6.4.1 Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente ohne Durchstanzbewehrung

(1) Der Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit einer Leichtbetonplatte beträgt:

$$\nu_{lRd,c} = C_{lRd,c} \cdot k \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{lck})^{1/3} + k_2 \cdot \sigma_{cp} \geq (\eta_1 \cdot \nu_{l,min} + k_2 \cdot \sigma_{cp}) \quad (11.6.47)$$

Dabei ist

η_1 in Gleichung (11.1) definiert;

$C_{IRd,c}$ siehe 11.6.1 (1);

$v_{l,min}$ siehe 11.6.1 (1).

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für k_2 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,08.

(2) Der Durchstanzwiderstand v_{IRd} für Stützenfundamente aus Leichtbeton beträgt:

$$v_{IRd,c} = C_{IRd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{lck})^{1/3} \cdot 2d / a \geq \eta_1 \cdot v_{l,min} \cdot 2d / a \quad (11.6.50)$$

Dabei ist

η_1 in Gleichung (11.1) definiert;

$\rho_1 \geq 0,005$;

$C_{IRd,c}$ siehe 11.6.1 (1);

$v_{l,min}$ siehe 11.6.1 (1).

11.6.4.2 Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente mit Durchstanzbewehrung

(1) Wenn Durchstanzbewehrung erforderlich ist, wird der Durchstanzwiderstand wie folgt ermittelt:

$$v_{IRd,cs} = 0,75 \cdot v_{IRd,c} + 1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r} \right) \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,eff} \cdot \sin \alpha \quad (11.6.52)$$

wobei $v_{IRd,c}$ in Gleichung (11.6.47) bzw. (11.6.50) definiert ist.

(2) Am Stützenanschnitt ist der Durchstanzwiderstand begrenzt auf maximal:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{IRd,max} \quad (11.6.53)$$

Der landesspezifische Wert für $v_{IRd,max}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $0,4 \cdot v \cdot f_{lcd}$, wobei für v der Wert v_1 aus Gleichung (11.6.6N) angesetzt wird.

11.6.7 Teilflächenbelastung

(1) Für eine gleichmäßige Lastverteilung auf einer Fläche A_{c0} (siehe Bild 6.29) darf die aufnehmbare Teilflächenlast wie folgt ermittelt werden:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{lcd} \cdot \left[A_{c1}/A_{c0} \right]^{\frac{\rho}{4400}} \leq 3,0 \cdot f_{lcd} \cdot A_{c0} \cdot \left(\frac{\rho}{2200} \right) \quad (11.6.63)$$

11.6.8 Nachweis gegen Ermüdung

(1) Der Nachweis gegen Ermüdung für Bauteile aus Leichtbeton erfordert besondere Überlegungen. Eine Europäische Technische Zulassung muss in der Regel herangezogen werden.

DIN EN 1992-1-1:2011-01

EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

11.7 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

(1)P Die Grundwerte der zulässigen Biegeschlankheit von Stahlbetonbauteilen ohne Drucknormalkraft nach 7.4.2 sind für Leichtbeton mit dem Faktor $\eta_E^{0,15}$ zu reduzieren.

11.8 Allgemeine Bewehrungsregeln

11.8.1 Zulässige Biegerollendurchmesser für gebogene Betonstähle

(1) Die für Normalbeton auf die Werte in **AC** 8.3 **AC** begrenzten Biegerollendurchmesser zur Vermeidung von Abspaltungen des Betons an Haken, Winkelhaken und Schlaufen sind in der Regel für Leichtbeton um 50 % zu erhöhen.

11.8.2 Bemessungswert der Verbundfestigkeit

(1) Der Bemessungswert für die Verbundfestigkeit von Stäben in Leichtbeton darf mit Gleichung (8.2) ermittelt werden. Dabei wird f_{ctd} durch $\frac{\text{AC}}{\text{AC}} f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_C \frac{\text{AC}}{\text{AC}}$ ersetzt. Die Werte für $f_{ctk,0,05}$ sind in Tabelle 11.3.1 enthalten.

11.9 Konstruktionsregeln

(1) Der Stabdurchmesser darf in der Regel in Leichtbetonbauteilen 32 mm nicht überschreiten. Stabbündel dürfen in der Regel nicht aus mehr als zwei Stäben bestehen. Der Vergleichsdurchmesser darf dabei nicht größer als 45 mm sein.

11.10 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen

(1) Kapitel 10 gilt ohne Abänderungen auch für Leichtbeton.

11.12 Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton

(1) Kapitel 12 gilt ohne Abänderungen auch für Leichtbeton.

12 TRAGWERKE AUS UNBEWEHRTEM ODER GERING BEWEHRTEM BETON

12.1 Allgemeines

(1)P Dieses Kapitel enthält ergänzende Regeln für Tragwerke aus unbewehrtem Beton oder für Tragwerke, bei denen die vorhandene Bewehrung geringer als die Mindestbewehrung für Stahlbeton ist.

ANMERKUNG Die Überschriften werden mit einer vorangestellten 12 nummeriert, der die Nummer des entsprechenden Hauptabschnitts folgt. Die Unterkapitel werden ohne Verbindung zu den Unterüberschriften in den entsprechenden Hauptabschnitten durchnummeriert.

(2) Dieses Kapitel gilt für Bauteile, bei denen die Auswirkungen von dynamischen Einwirkungen vernachlässigt werden können. Beispiele für solche Bauteile sind:

- nichtvorgespannte Bauteile, die überwiegend einer Druckbeanspruchung ausgesetzt sind, z. B. Wände, Stützen, Bögen, Gewölbe und Tunnel,
- streifenförmig und flach gegründete Einzelfundamente,
- Stützwände,
- Pfähle mit einem Durchmesser ≥ 600 mm mit $N_{Ed} / A_c \leq 0,3 f_{ck}$.

Das Kapitel gilt nicht bei Auswirkungen infolge rotierender Maschinen oder Verkehrsbeanspruchung.

(3) Bei Bauteilen aus Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge nach Kapitel 11 oder bei Fertigteilbauteilen und -tragwerken, die von diesem Eurocode erfasst werden, sind die Bemessungsregeln in der Regel entsprechend anzupassen.

(4) In unbewehrten Betonbauteilen darf jedoch auch Betonstahlbewehrung zur Erfüllung der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und/oder die Dauerhaftigkeit bzw. in bestimmten Bereichen der Bauteile angeordnet werden. Diese Bewehrung darf für örtliche Nachweise im GZT und für Nachweise im GZG berücksichtigt werden.

12.3 Baustoffe

12.3.1 Beton

(1) Aufgrund der geringeren Duktilität von unbewehrtem Beton sind in der Regel die Werte für $\alpha_{cc,pl}$ und $\alpha_{ct,pl}$ geringer als die Werte α_{cc} und α_{ct} für bewehrten Beton anzusetzen.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für $\alpha_{cc,pl}$ und $\alpha_{ct,pl}$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist für beide 0,8.

(2) Wenn Betonzugspannungen beim Bemessungswert der Tragfähigkeit unbewehrter Betonbauteile in die Berechnung einbezogen werden, darf die Spannungs-Dehnungs-Linie (siehe 3.1.7) mit der Gleichung (3.16) als eine lineare Beziehung auf den Bemessungswert der Betonzugfestigkeit erweitert werden.

$$\boxed{AC} f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_C \boxed{AC} \quad (12.1)$$

(3) Auf der Bruchmechanik beruhende Berechnungsverfahren sind zulässig, wenn nachgewiesen wird, dass das geforderte Sicherheitsniveau damit erreicht wird.

12.5 Ermittlung der Schnittgrößen

(1) Da unbewehrte Betonbauteile nur über eine begrenzte Duktilität verfügen, dürfen lineare Verfahren mit Umlagerung oder Verfahren nach der Plastizitätstheorie in der Regel nicht angewendet werden.

Solche Verfahren ohne ausdrückliche Prüfung der Verformungsfähigkeit sind nur in begründeten Fällen anwendbar.

(2) Die Schnittgrößenermittlung darf auf Basis der nichtlinearen oder der linearen Elastizitätstheorie erfolgen. Wird das nichtlineare Verfahren angewendet (z. B. Bruchmechanik), muss in der Regel eine Prüfung der Verformungsfähigkeit erfolgen.

12.6 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)

12.6.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein

(1) Bei Wänden dürfen Zwangsverformungen infolge Temperatur oder Schwinden bei entsprechender konstruktiver Durchbildung und Nachbehandlung vernachlässigt werden.

(2) Die Spannungs-Dehnungs-Linie für unbewehrten Beton ist in der Regel nach 3.1.7 anzunehmen.

(3) Die aufnehmbare Normalkraft N_{Rd} eines Rechteckquerschnitts mit einachsiger Lastausmitte e in der Richtung h_w darf wie folgt ermittelt werden:

$$\boxed{AC} N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd,pl} \cdot b \cdot h_w \cdot (1 - 2 \cdot e / h_w) \boxed{AC} \quad (12.2)$$

Dabei ist

$$\boxed{AC} \eta \cdot f_{cd,pl} \quad \text{die wirksame Bemessungsdruckfestigkeit (siehe 3.1.7 (3)); } \boxed{AC}$$

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

- b die Gesamtbreite des Querschnitts (siehe Bild 12.1);
- h_w die Gesamtdicke des Querschnitts;
- e die Lastausmitte von N_{Ed} in Richtung h_w .

ANMERKUNG Wenn andere vereinfachte Verfahren angewendet werden, müssen diese in der Regel mindestens das gleiche Sicherheitsniveau wie ein genaueres Verfahren sicherstellen, das eine Spannungs-Dehnungs-Linie nach 3.1.7 verwendet.

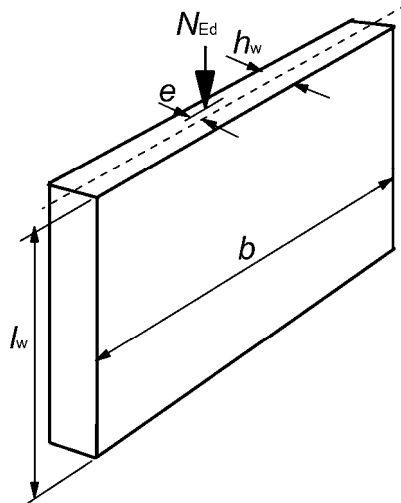


Bild 12.1 — Bezeichnungen für unbewehrte Wände

12.6.2 Örtliches Versagen

(1)P Sofern das örtliche Versagen eines Querschnitts auf Zug nicht durch entsprechende Maßnahmen verhindert wird, muss die höchstzulässige Lastausmitte der Normalkraft N_{Ed} im Querschnitt auf einen bestimmten Wert beschränkt werden, um große Risse zu vermeiden.

12.6.3 Querkraft

(1) In unbewehrten Betonbauteilen darf die Betonzugfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft berücksichtigt werden, wenn entweder durch Rechnung oder Versuch nachgewiesen wird, dass ein Spröbruch ausgeschlossen werden kann und eine ausreichende Tragfähigkeit vorhanden ist.

(2) Bei einem Querschnitt, bei dem eine Querkraft V_{Ed} und eine Normalkraft N_{Ed} über eine Druckzone A_{cc} wirken, sind in der Regel die Bemessungswerte der Spannungen wie folgt anzusetzen:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cc} \quad (12.3)$$

$$\tau_{cp} = k \cdot V_{Ed} / A_{cc} \quad (12.4)$$

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,5.

Folgendes ist in der Regel nachzuweisen:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvt}$$

Dabei gilt

$$\text{wenn } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} : \quad \boxed{\text{AC}} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl}} \quad \boxed{\text{AC}} \quad (12.5)$$

$$\text{oder wenn } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} : \quad \boxed{\text{AC}} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2} \quad \boxed{\text{AC}} \quad (12.6)$$

$$\boxed{\text{AC}} \quad \sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2\sqrt{f_{ctd,pl} \cdot (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \quad \boxed{\text{AC}} \quad (12.7)$$

Dabei ist

f_{cvd} der Bemessungswert der Betonfestigkeit bei Querkraft und Druck;

$f_{cd,pl}$ der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit nach 12.3.1 (1);

$f_{ctd,pl}$ der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach Gl. (12.1).

(3) Ein Betonbauteil darf als ungerissen angesehen werden, wenn es im Grenzzustand der Tragfähigkeit vollständig unter Druckbeanspruchung steht oder die Hauptzugspannung σ_{ct1} im Beton den Wert $\boxed{\text{AC}} f_{ctd,pl} \quad \boxed{\text{AC}}$ nicht überschreitet.

12.6.4 Torsion

(1) Gerissene Bauteile dürfen in der Regel nicht für die Aufnahme von Torsionsmomenten bemessen werden, sofern nicht eine ausreichende Tragfähigkeit hierfür nachgewiesen werden kann.

12.6.5 Auswirkungen von Verformungen von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung

12.6.5.1 Schlankheit von Einzeldruckgliedern und Wänden

(1) Die Schlankheit einer Stütze oder Wand ist

$$\lambda = l_0 / i \quad (12.8)$$

Dabei ist

i der minimale Trägheitsradius;

l_0 die Knicklänge des Bauteils. Sie darf angenommen werden mit:

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad (12.9)$$

Dabei ist

l_w die lichte Höhe des Bauteils;

β ein von den Lagerungsbedingungen abhängiger Beiwert,

bei Stützen im Allgemeinen: $\beta = 1$,

bei Kragstützen oder Wänden: $\beta = 2$,

für anders gelagerte Wände: β -Werte nach Tabelle 12.1.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Tabelle 12.1 — Werte für β bei verschiedenen Randbedingungen

Lagerungsbedingungen	Zeichnung	Gleichung	Faktor β	
Zweiseitig gehalten			$\beta = 1,0$ für alle Verhältnisse von l_w/b	
Dreiseitig gehalten		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
Vierseitig gehalten		Wenn $b \geq l_w$ $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ Wenn $b < l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$	b/l_w	β
			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

(A) — Deckenplatt

(B) — Freier Rand

(C) — Querwand

ANMERKUNG Den Angaben in Tabelle 12.1 liegt zugrunde, dass die Wand keine Öffnung aufweist, deren Höhe 1/3 der lichten Wandhöhe l_w oder deren Fläche 1/10 der Wandfläche überschreitet. Werden diese Grenzen nicht eingehalten, sind in der Regel bei 3- oder 4-seitig gehaltenen Wänden die zwischen den Öffnungen liegenden Teile als nur an zwei Seiten gehalten zu betrachten und entsprechend zu bemessen.

(2) Die β -Werte sind in der Regel entsprechend zu vergrößern, wenn die Querbiegetragfähigkeit durch Schlitzte oder Aussparungen beeinträchtigt wird.

(3) Querwände dürfen als aussteifende Wände angesehen 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 jeweilige ausgesteifte Wand,
- ihre Länge l_{ht} mindestens $l_w / 5$ der lichten Höhe l_w der ausgesteiften Wand beträgt,
- innerhalb der Länge $\frac{l_w}{5}$ der Querwand keine Öffnungen vorhanden sind.

(4) Bei zweiseitig gehaltenen Wänden, die am Kopf- und Fußende durch Ortbeton und Bewehrung biegesteif angeschlossen sind, so dass die Randmomente vollständig aufgenommen werden können, darf β nach Tabelle 12.1 mit dem Faktor 0,85 abgemindert werden.

(5) Die Schlankheit unbewehrter Wände in Ortbeton darf in der Regel den Wert $\lambda = 86$ (d. h. $l_0 / h_w = 25$) nicht überschreiten.

12.6.5.2 Vereinfachtes Verfahren für Einzeldruckglieder und Wände

(1) Wenn kein genauere Lösungsansatz gewählt wird, darf der Bemessungswert der Normalkraft in einer schlanken Stütze oder Wand näherungsweise wie folgt berechnet werden:

$$\langle AC \rangle N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi \langle AC \rangle \quad (12.10)$$

Dabei ist

- N_{Rd} der Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft;
- b die Gesamtbreite des Querschnitts;
- h_w die Gesamtdicke des Querschnitts;
- Φ der Faktor zur Berücksichtigung der Lastausmitte, einschließlich der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung und der normalen Auswirkungen des Kriechens.

Für ausgesteifte Bauteile darf der Faktor Φ wie folgt angenommen werden:

$$\langle AC \rangle \Phi = 1,14 \cdot (1 - 2e_{tot} / h_w) - 0,02 \cdot l_0 / h_w \leq (1 - 2e_{tot} / h_w) \langle AC \rangle \quad (12.11)$$

Dabei ist

$$e_{tot} = e_0 + e_i; \quad (12.12)$$

- e_0 die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung, erforderlichenfalls unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus anschließenden Decken (z. B. Einspannmomente zwischen Platte und Wand) sowie horizontaler Einwirkungen;
- e_i die ungewollte zusätzliche Lastausmitte infolge geometrischer Imperfektionen, siehe 5.2.

(2) Andere vereinfachte Verfahren dürfen verwendet werden, wenn sie mindestens das gleiche Sicherheitsniveau sicherstellen wie ein genaueres Verfahren nach 5.8.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

12.7 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

(1) Spannungen sind in der Regel zu überprüfen, wenn sie infolge konstruktionsbedingter Einspannungen (Zwang) zu erwarten sind.

(2) Die folgenden Maßnahmen sind in der Regel zur Sicherung einer ausreichenden Gebrauchstauglichkeit in Betracht zu ziehen:

a) im Hinblick auf eine Rissbildung:

- Begrenzung der Betonzugspannungen auf zulässige Werte,
- Einlegen einer konstruktiven Zusatzbewehrung (Oberflächenbewehrung, erforderlichenfalls Ring- und Zuganker),
- Anordnung von Fugen,
- betontechnologische Maßnahmen (z. B. geeignete Betonzusammensetzung, Nachbehandlung),
- geeignete Bauverfahren;

b) im Hinblick auf die Begrenzung der Verformungen:

- Festlegung einer minimalen Querschnittsgröße (siehe 12.9),
- Begrenzung der Schlankheit bei Druckgliedern.

(3) Jede Bewehrung in sonst unbewehrten Bauteilen muss in der Regel den Dauerhaftigkeitsanforderungen aus 4.4.1 entsprechen. Dies gilt auch, wenn sie für Tragfähigkeitszwecke nicht in Anspruch genommen wird.

12.9 Konstruktionsregeln

12.9.1 Tragende Bauteile

(1) Die Gesamtdicke h_w am Einbauort betonierter Wände darf in der Regel nicht kleiner als 120 mm sein.

(2) Schlitz- und Aussparungen sind in der Regel nur zulässig, wenn eine ausreichende Festigkeit und Stabilität nachgewiesen werden kann.

12.9.2 Arbeitsfugen

(1) AC In Bereichen, in denen Betonzugspannungen zu erwarten sind, ist in der Regel eine geeignete Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten anzuordnen. AC

12.9.3 Streifen- und Einzelfundamente

(1) Sofern nicht genauere Daten zur Verfügung stehen, dürfen zentrisch belastete Streifen- und Einzelfundamente als unbewehrte Bauteile berechnet und ausgeführt werden, wenn

$$\frac{\langle \text{AC} \rangle \cdot 0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{(3\sigma_{gd} / f_{ctd,pl})} \langle \text{AC} \rangle \quad (12.13)$$

eingehalten wird.

Dabei ist

h_F die Fundamenthöhe;

a der Fundamentüberstand von der Stützenseite an (siehe Bild 12.2);

σ_{gd} der Bemessungswert des Sohldrucks;

AC $f_{ctd,pl}$ der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit (Maßeinheit wie für σ_{gd}). AC

Vereinfachend darf das Verhältnis $h_F / a \geq 2$ verwendet werden.

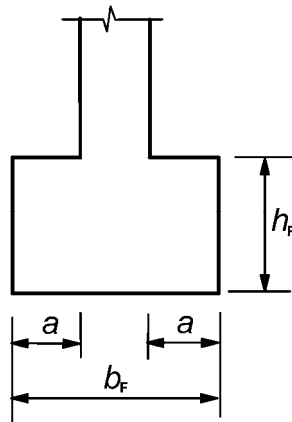


Bild 12.2 — Unbewehrte Stützenfundamente; Bezeichnungen

Anhang A (informativ)

Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe

A.1 Allgemeines

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe nach 2.4.2.4 setzen die geometrischen Abweichungen der Klasse 1 nach ENV 13670-1 sowie ein übliches Niveau der Bauausführung und Überwachung (z. B. Überwachungsklasse 2 in ENV 13670-1) voraus.

(2) Dieser informative Anhang enthält Empfehlungen für verminderte Teilsicherheitsbeiwerte von Baustoffen. Weitere detaillierte Regeln zu Überwachungsverfahren dürfen Produktnormen für Fertigteile entnommen werden.

ANMERKUNG Weitere Informationen sind in Anhang B der EN 1990 enthalten.

A.2 Tragwerke aus Ortbeton

A.2.1 Reduktion auf Grundlage von Qualitätskontrollen und verminderten Abweichungen

(1) Wird die Ausführung einem Qualitätssicherungssystem unterzogen, mit dem sichergestellt wird, dass sich ungünstige Abweichungen von Querschnittsabmessungen innerhalb der verminderten Abweichungen nach Tabelle A.1 bewegen, dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte für die Bewehrung auf $\gamma_{S,red1}$ reduziert werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $\gamma_{S,red1}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,1.

(2) Unter den Bedingungen aus A.2.1 (1) und wenn der Variationskoeffizient der Betonfestigkeit nachweislich nicht mehr als 10 % beträgt, darf der Teilsicherheitsbeiwert für den Beton auf $\gamma_{C,red1}$ reduziert werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $\gamma_{C,red1}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,4.

Tabelle A.1 — Verminderte Abweichungen

h oder b (mm)	Verminderte Abweichung (mm)	
	Querschnittsabmessung $\pm \Delta h, \Delta b$ (mm)	Lage der Bewehrung $+ \Delta c$ (mm)
≤ 150	5	5
400	10	10
$\geq 2\,500$	30	20
ANMERKUNG 1 Lineare Interpolation darf für Zwischenwerte verwendet werden.		
ANMERKUNG 2 $+ \Delta c$ bezieht sich auf den Durchschnittswert der Bewehrungsstäbe oder vorgespannte Spannglieder im Querschnitt oder über eine Breite von einem Meter (z. B. bei Platten und Wänden).		

A.2.2 Reduktion auf Grundlage der Verwendung von verminderten oder gemessenen geometrischen Daten bei der Bemessung

(1) Hängt der Bemessungswert der Tragfähigkeit von kritischen geometrischen Daten (einschließlich der statischen Nutzhöhe, siehe Bild A.1) ab, die entweder

- verminderte Abweichungen aufweisen oder
- am fertigen Tragwerk aufgemessen werden,

dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte auf $\gamma_{S,red2}$ und $\gamma_{C,red2}$ vermindert werden.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für $\gamma_{S,red2}$ und $\gamma_{C,red2}$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für $\gamma_{S,red2}$ beträgt 1,05 und für $\gamma_{C,red2}$ 1,45.

(2) Unter den Bedingungen aus A.2.2 (1) und wenn der Variationskoeffizient der Betonfestigkeit nachweislich nicht mehr als 10 % beträgt, darf der Teilsicherheitsbeiwert für den Beton auf $\gamma_{C,red3}$ reduziert werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $\gamma_{C,red3}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,35.

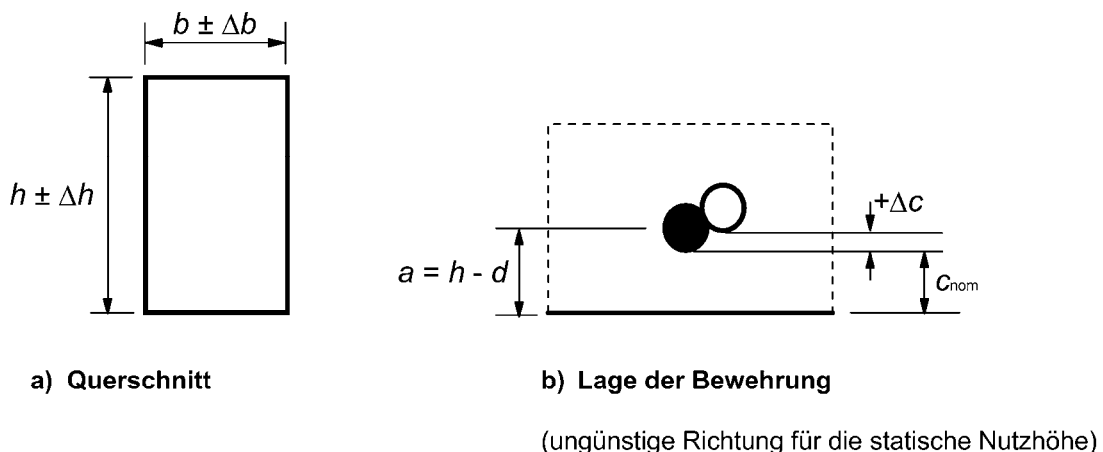


Bild A.1 — Abweichungen des Querschnitts und der Bewehrung am Querschnitt

A.2.3 Reduktion auf Grundlage der Bestimmung der Betonfestigkeit im fertigen Tragwerk

(1) Für Werte der Betonfestigkeit, die auf Versuchen an einem fertigen Tragwerk oder Bauelement, siehe EN 13791, EN 206-1 sowie entsprechende Produktnormen, basieren, darf γ_C mit dem Umrechnungsfaktor η vermindert werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für η darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,85.

Der Wert γ_C , für den diese Reduktion angewendet wird, darf bereits nach A.2.1 oder A.2.2 reduziert worden sein. Jedoch darf der Endwert des Teilsicherheitsbeiwertes nicht kleiner als $\gamma_{C,red4}$ angesetzt werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für $\gamma_{C,red4}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1,3.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

A.3 Fertigteilprodukte

A.3.1 Allgemeines

(1) Diese Regeln gelten für Fertigteilprodukte nach Kapitel 10, die einem Qualitätssicherungssystem unterliegen und für die ein Konformitätsnachweis vorliegt.

ANMERKUNG Die werkseigene Produktionskontrolle von Fertigteilprodukten mit CE-Zeichen wird von einer benannten Stelle bestätigt (Konformitätsverfahren 2+).

A.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte von Baustoffen

(1) Die verminderten Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe $\gamma_{C,pcrd}$ und $\gamma_{S,pcrd}$ dürfen gemäß den Regeln nach A.2 verwendet werden, wenn dies durch ausreichende Kontrollverfahren berechtigt erscheint.

(2) Die notwendigen Empfehlungen, die bei der werkseigenen Produktionskontrolle benötigt werden, um verminderte Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe verwenden zu dürfen, sind in den Produktnormen enthalten. EN 13369 enthält hierzu allgemeine Empfehlungen.

A.4 Fertigteile

(1) Die Regeln in A.2 für Tragwerke aus Ortbeton gelten auch für die in 10.1.1 definierten Betonfertigteile.

Anhang B
(informativ)**Kriechen und Schwinden****B.1 Grundgleichungen zur Ermittlung der Kriechzahl**

(1) Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ darf wie folgt ermittelt werden:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (\text{B.1})$$

Dabei ist

φ_0 die Grundzahl des Kriechens mit

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{B.2})$$

φ_{RH} ist ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der relativen Luftfeuchte auf die Grundzahl des Kriechens mit

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.3a})$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.3b})$$

RH die relative Luftfeuchte der Umgebung in %;

$\beta(f_{cm})$ ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{B.4})$$

f_{cm} die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm² nach 28 Tagen;

$\beta(t_0)$ ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Grundzahl des Kriechens:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (\text{B.5})$$

h_0 die wirksame Bauteildicke in mm. Dabei ist

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{B.6})$$

A_c die Gesamtfläche des Betonquerschnitts;

u der Umfang des Querschnitts, welcher Trocknung ausgesetzt ist;

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

$\beta_c(t, t_0)$ ein Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn, der wie folgt ermittelt werden darf:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (\text{B.7})$$

t das Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt in Tagen;

t_0 das tatsächliche Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen;

$t - t_0$ die tatsächliche Belastungsdauer in Tagen;

β_H ein Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte (RH in %) und der wirksamen Bauteildicke (h_0 in mm).

Er darf wie folgt ermittelt werden:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.8a})$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{für } f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.8b})$$

$\alpha_{1/2/3}$ Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{B.8c})$$

(2) Die Auswirkungen der Zementart auf die Kriechzahl des Betons darf durch die Anpassung des Betonalters bei Belastungsbeginn t_0 in Gleichung (B.5) berücksichtigt werden. t_0 darf wie folgt ermittelt werden:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{B.9})$$

Dabei ist

$t_{0,T}$ das der Temperatur angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen. Die Anpassung darf mit Gleichung (B.10) erfolgen;

α ein Exponent zur Berücksichtigung der Zementart:

$\alpha = -1$ für Zemente der Klasse S,

$\alpha = 0$ für Zemente der Klasse N,

$\alpha = 1$ für Zemente der Klasse R.

(3) Die Auswirkungen von erhöhten oder verminderten Temperaturen in einem Bereich von 0 °C bis 80 °C auf den Grad der Aushärtung des Betons dürfen durch die Anpassung des Betonalters wie folgt berücksichtigt werden:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000 / [273 + T(\Delta t_i)] - 13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (\text{B.10})$$

Dabei ist

t_T das temperaturangepasste Betonalter, welches t in den entsprechenden Gleichungen (B.5 und B.9) ersetzt;

$T(\Delta t_i)$ die Temperatur in °C im Zeit-Intervall Δt_i ;

Δt_i die Anzahl der Tage, an denen die Temperatur T vorherrscht.

Der mittlere Variationskoeffizient der nach obigen Verfahren vorausgesagten Größe des Kriechens liegt im Bereich von 20 %. Das Vorhersageverfahren beruht auf den Auswertungen einer digitalen Datenbank aus Labor-Versuchsergebnissen.

Die nach den obigen Verfahren ermittelten Werte für $\varphi(t, t_0)$ sind in der Regel auf den Tangenten-Modul E_c zu beziehen.

Wenn keine große Genauigkeit verlangt wird, dürfen die Werte in Bild 3.1 aus 3.1.4 herangezogen werden, um das Kriechen von Beton im Alter von 70 Jahren zu bestimmen.

B.2 Grundgleichungen zur Ermittlung der Trocknungsschwinddehnung

(1) Der Grundwert des Trocknungsschwindens $\varepsilon_{cd,0}$ lässt sich wie folgt ermitteln:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(- \alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (\text{B.11})$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (\text{B.12})$$

Dabei ist

f_{cm} die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm²];

$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$;

α_{ds1} ein Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart (siehe 3.1.2 (6)):

$\alpha_{ds1} = 3$ für Zemente der Klasse S,

$\alpha_{ds1} = 4$ für Zemente der Klasse N,

$\alpha_{ds1} = 6$ für Zemente der Klasse R;

α_{ds2} ein Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart:

$\alpha_{ds2} = 0,13$ für Zemente der Klasse S,

$\alpha_{ds2} = 0,12$ für Zemente der Klasse N,

$\alpha_{ds2} = 0,11$ für Zemente der Klasse R;

RH die relative Luftfeuchte der Umgebung [%];

$RH_0 = 100\%$.

ANMERKUNG $\exp\{ \}$ hat die gleiche Bedeutung wie $e^{()}$

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

Anhang C
(normativ)

Eigenschaften des Betonstahls

C.1 Allgemeines

(1) In Tabelle C.1 werden die Eigenschaften der Bewehrungsstähle angegeben, die zur Verwendung mit diesem Eurocode geeignet sind. Die Eigenschaften gelten für den Betonstahl im fertigen Tragwerk bei Temperaturen zwischen –40 °C und 100 °C. Alle Biege- und Schweißarbeiten am Betonstahl, die auf der Baustelle ausgeführt werden, sind in der Regel darüber hinaus auf den nach ENV 13670 zulässigen Temperaturbereich zu begrenzen.

Tabelle C.1 — Eigenschaften von Betonstahl

Produktart		Stäbe und Betonstabstahl vom Ring			Betonstahlmatten			Anforderung oder Quantilwert (%)
Klasse		A	B	C	A	B	C	—
charakteristische Streckgrenze f_{yk} oder $f_{0,2k}$ (N/mm ²)		400 bis 600						5,0
Mindestwert von $k = (f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
charakteristische Dehnung bei Höchstlast, ε_{uk} (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Biegbarkeit		Biege/Rückbiegetest			-			
Scherfestigkeit		-			AC 0,25 A f_{yk} AC (A – Stab-querschnittsfläche)			Minimum
Maximale Abweichung von der Nennmasse (Einzelstab oder Draht) (%)	Nenndurchmesser des Stabs (mm)							5,0
	≤ 8							
	> 8							
	</							

Tabelle C.2N — Eigenschaften von Betonstahl

Produktart		Stäbe und Betonstabstahl vom Ring			Betonstahlmatten			Anforderung oder Quantilwert (%)		
Klasse		A	B	C	A	B	C	—		
Ermüdungsschwingbreite (N/mm ²) (für $N \geq 2 \times 10^6$ Lastzyklen) mit einer Obergrenze von βf_{yk}		≥ 150			≥ 100			10,0		
Verbund: Mindestwerte der bezogenen Rippenfläche, $f_{R,min}$	Nezendurchmesser des Stabs (mm)							5,0		
	5 und 6								0,035	
	6,5 bis 12								0,040	
	> 12								0,056	

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte der Ermüdungsschwingbreite mit dem oberen Grenzwert $\beta \cdot f_{yk}$ und die der minimalen bezogenen Rippenfläche dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle C.2N enthalten. Der landesspezifische Wert für β darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,6.

Ermüdung: Die landesspezifischen Ausnahmen zu den Ermüdungsregeln dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlene Ausnahmen sind eine vorwiegend ruhende Belastung des Betonstahls oder der Nachweis durch Versuche, dass höhere Werte für die Ermüdungsschwingbreite bzw. die Anzahl der Lastzyklen gelten. Für den letzteren Fall dürfen die Werte aus Tabelle 6.3 entsprechend abgeändert werden. Solche Versuche sind in der Regel nach EN 10080 durchzuführen.

Verbund: Wenn nachgewiesen werden kann, dass mit f_R -Werten unterhalb der oben angegebenen, eine ausreichende Verbundfestigkeit erzielt wird, dürfen die Werte entsprechend reduziert werden. Um sicherzustellen, dass eine ausreichende Verbundfestigkeit erreicht wird, [AC] sollten [AC] die Verbundspannungen die empfohlenen Werte der Gleichungen (C.1N) und (C.2N) erfüllen, wenn sie mittels des CEB/RILEM-Balkentests überprüft werden:

$$\tau_m \geq 0,098 (80 - 1,2\phi) \quad (\text{C.1N})$$

$$\tau_r \geq 0,098 (130 - 1,9\phi) \quad (\text{C.2N})$$

Dabei ist

ϕ der Nenndurchmesser des Stabs (mm);

τ_m die mittlere Verbundspannung (N/mm²) bei 0,01, 0,1 and 1 mm Schlupf;

τ_r die Verbundspannung bei Versagen durch Herausziehen.

(2) Die Werte für f_{yk} , k und ε_{uk} aus Tabelle C.1 sind charakteristische Werte. Die rechte Spalte aus Tabelle C.1 gibt für jeden charakteristischen Wert den maximalen Prozentwert der Testergebnisse an, die unterhalb des charakteristischen Wertes liegen.

(3) EN 10080 gibt weder den Quantilwert charakteristischer Werte noch die Bewertung von Versuchsergebnissen einzelner Testeinheiten an.

Um daher den Qualitätsanforderungen der ständigen Produktion nach Tabelle C.1 zu genügen, sind in der Regel die nachfolgenden Grenzwerte auf Versuchsergebnisse anzuwenden:

— wenn alle Einzelversuchsergebnisse einer Versuchsreihe den charakteristischen Wert übersteigen (oder im Falle des Maximalwerts f_{yk} oder k unter dem charakteristischen Wert liegen), darf davon ausgegangen werden, dass die Versuchsreihe den Anforderungen genügt;

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

- $\overline{f_y}$ die Einzelwerte der Streckgrenze f_y und ε_u müssen in der Regel $\overline{f_y}$ größer als die Mindestwerte und kleiner als die Höchstwerte sein. Darüber hinaus muss der Mittelwert M einer Versuchseinheit in der Regel nachfolgende Gleichung erfüllen.

$$M \geq C_v + a \quad (\text{C.3})$$

Dabei ist

C_v der charakteristische Langzeitwert;

a der Beiwert, der von den betrachteten Parametern abhängt.

ANMERKUNG 1 Der landesspezifische Wert für a darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für f_y ist 10 N/mm² und für k und ε_u ist er 0.

ANMERKUNG 2 Die landesspezifischen Mindest- und Höchstwerte f_y , k und ε_u dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle C.3N enthalten.

Tabelle C.3N — Absolute Grenzwerte der Versuchsergebnisse

Gebrauchscharakteristik	Mindestwert	Höchstwert
Streckgrenze f_y	0,97 x Minimum C_v	1,03 x Maximum C_v
$\overline{f_y} \geq k \overline{f_y}$	0,98 x Minimum C_v	1,02 x Maximum C_v
ε_u	0,80 x Minimum C_v	nicht zutreffend

C.2 Festigkeiten

(1)P Die tatsächliche maximale Streckgrenze $f_{y,max}$ darf nicht größer als $1,3f_{yk}$ sein.

C.3 Biegsbarkeit

(1)P Die Biegsbarkeit muss nach den Biege-/Rückbiegeversuchen nach EN 10080 und EN ISO 15630-1 nachgewiesen werden. In den Fällen, in denen der Nachweis lediglich mit einem Rückbiegeversuch erbracht wird, darf der Biegerollendurchmesser nicht größer sein $\overline{r}$ als der für Biegung nach Tabelle 8.1N dieses Eurocodes $\overline{r}$ definierte Wert. Um die Biegsbarkeit sicherzustellen, darf nach dem $\overline{r}$ Versuch $\overline{r}$ keine Rissbildung zu erkennen sein.

Anhang D (informativ)

Genauere Methode zur Berechnung von Spannkraftverlusten aus Relaxation

D.1 Allgemeines

(1) Werden die Verluste aus Relaxation für einzelne Zeitintervalle (Laststufen) berechnet, in denen die Spannung im Spannglied nicht konstant ist, z. B. aufgrund elastischer Verformungen des Betons, ist in der Regel das Verfahren der äquivalenten Belastungsdauer anzuwenden.

(2) Das Konzept des Verfahrens der äquivalenten Belastungsdauer ist in Bild D.1 dargestellt, wobei zum Zeitpunkt t_i eine unmittelbare Verformung des Spannglieds vorliegt. Dabei ist

σ_{pi}^- die Zugspannung im Spannstahl direkt vor t_i ;

σ_{pi}^+ die Zugspannung im Spannstahl direkt nach t_i ;

σ_{pi-1}^+ die Zugspannung im Spannstahl in der vorhergehenden Laststufe;

$\Delta\sigma_{pr, i-1}$ die Spannungsänderung im Spannstahl infolge der Relaxation während der vorhergehenden Laststufe;

$\Delta\sigma_{pr, i}$ die Spannungsänderung im Spannstahl infolge der Relaxation während der betrachteten Laststufe.

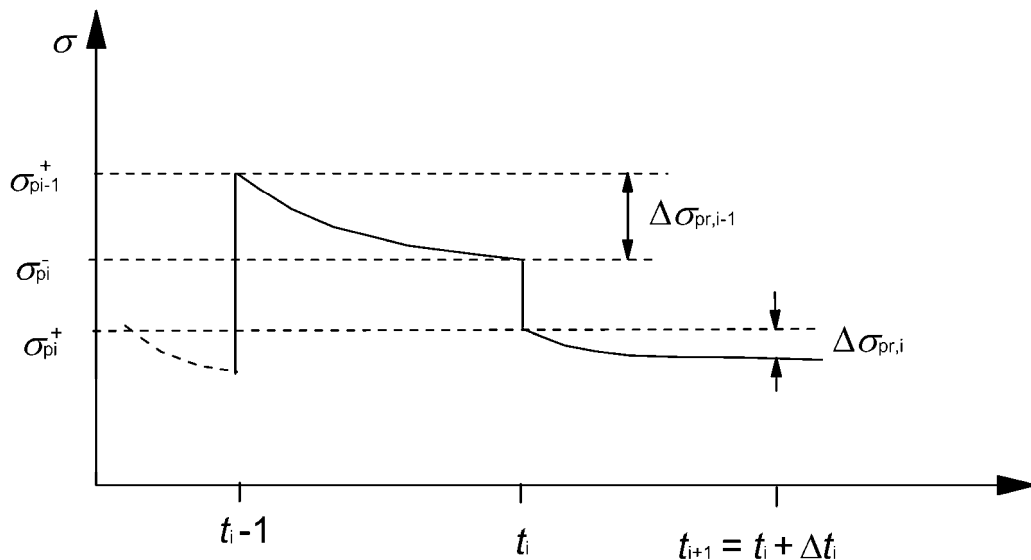


Bild D.1 — Verfahren der äquivalenten Belastungsdauer

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

(3) Wenn $\sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j}$ die Summe aller Relaxationsverluste der vorhergehenden Laststufen ist, dann ist t_e als die äquivalente Belastungsdauer (in Stunden) definiert, die mit den Relaxationsgleichungen in 3.3.2 (7) diese Summe der Relaxationsverluste mit einer Ausgangsspannung

$$\sigma_{pi}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \text{ und mit } \mu = \frac{\sigma_{pi}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j}}{f_{pk}} \text{ ergibt.}$$

(4) Für ein Spannglied der Klasse 2 $\overline{\text{AC}}$ wird t_e nach Gleichung (3.29) $\overline{\text{AC}}$ beispielsweise:

$$\sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} \quad (\text{D.1})$$

(5) Löst man die obige Gleichung nach t_e auf, so kann die gleiche Formel verwendet werden, um die Relaxationsverluste $\Delta \sigma_{pr,i}$ der betrachteten Laststufe abzuschätzen (wobei die äquivalente Belastungsdauer zur Dauer der betrachteten Laststufe addiert wird):

$$\Delta \sigma_{pr,i} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} - \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \quad (\text{D.2})$$

(6) Dieses Prinzip lässt sich auf alle drei Klassen von Spanngliedern anwenden.

Anhang E
(informativ)**Indikative Mindestfestigkeitsklassen zur Sicherstellung
der Dauerhaftigkeit****E.1 Allgemeines**

(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 Betonfestigkeitsklasse erforderlich wird als aus der Bemessung. Der Zusammenhang zwischen Betonfestigkeitsklassen und Expositionsklassen (siehe Tabelle 4.1) darf mittels indikativer Mindestfestigkeitsklassen beschrieben werden.

(2) Wird eine höhere Betonfestigkeitsklasse als aus der Bemessung erforderlich, ist in der Regel der Wert von f_{ctm} [AC] für die Bestimmung der Mindestbewehrung nach 7.3.2 und 9.2.1.1 und für die Rissbreitenbegrenzung [AC] nach 7.3.3 und 7.3.4 an die höhere Festigkeitsklasse anzupassen.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte der indikativen Mindestfestigkeitsklassen können im Nationalen Anhang eingesehen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle E.1N angegeben.

Tabelle E.1N — [AC] Indikative Mindestfestigkeitsklassen [AC]

		Expositionsklasse nach Tabelle 4.1								
Bewehrungskorrosion										
	ausgelöst durch Karbonatisierung				ausgelöst durch Chloride ausgenommen Meerwasser			ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Indikative AC Mindestfestigkeits- klasse AC	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Betonangriff										
	kein Angriffs- risiko	durch Frost mit und ohne Taumittel				durch chemischen Angriff der Umgebung				
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Indikative AC Mindestfestigkeits- klasse AC	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45		

Anhang F (informativ)

Gleichungen für Zugbewehrung für den ebenen Spannungszustand

F.1 Allgemeines

(1) Dieser Anhang enthält keine Gleichungen für Druckbewehrung.

(2) Die Zugbewehrung in einem Bauteil, in dem ein ebener Spannungszustand mit den orthogonalen Spannungen σ_{Edx} , σ_{Edy} und τ_{Edxy} herrscht, darf mit dem folgenden Verfahren berechnet werden.

Druckspannungen sind in der Regel positiv zu bezeichnen, mit $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, und die Richtung der Bewehrung sollte mit den x- und y-Achsen übereinstimmen.

Die Zugfestigkeiten der Bewehrung sind in der Regel aus folgender Beziehung zu ermitteln:

$$f_{tdx} = \rho_x \cdot f_{yd} \text{ und } f_{tdy} = \rho_y \cdot f_{yd} \quad (\text{F.1})$$

Dabei sind ρ_x und ρ_y die geometrischen Bewehrungsgrade entlang der x- bzw. der y-Achse.

(3) In Bereichen, in denen sowohl σ_{Edx} als auch σ_{Edy} Druckspannungen sind und $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$ gilt, ist tragende Bewehrung nicht erforderlich. Jedoch darf in der Regel die maximale Druckspannung den Wert f_{cd} nicht überschreiten (siehe 3.1.6).

(4) In Bereichen, in denen σ_{Edy} eine Zugspannung ist oder $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$ gilt, ist Bewehrung erforderlich.

Die optimale Bewehrung, gekennzeichnet durch den hochgestellten Index ', und die dazugehörige Betonspannung werden durch folgende Gleichungen bestimmt:

Für $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.3})$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \quad (\text{F.4})$$

Für $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.6})$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (\text{F.7})$$

Die Betonspannung σ_{cd} ist in der Regel mit einer realistischen Modellierung der gerissenen Bereiche (siehe EN 1992-2) zu ermitteln. Dabei darf sie jedoch $\nu \cdot f_{cd}$ nicht überschreiten (ν darf mit Gleichung (6.5) ermittelt werden).

ANMERKUNG Die minimale Bewehrung ergibt sich, wenn die Richtungen der Bewehrung mit den Richtungen der Hauptspannungen übereinstimmen.

Alternativ dürfen im Allgemeinen die erforderliche Bewehrung und die Betonspannung folgendermaßen bestimmt werden:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.8})$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.9})$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (\text{F.10})$$

dabei ist θ der Winkel zwischen der Betonhauptdruckspannung und der x-Achse.

ANMERKUNG Der Wert für $\cot \theta$ ist in der Regel so zu wählen, dass keine Druckspannungen für f_{td} entstehen.

Um die Rissbreiten für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit zu begrenzen und die erforderliche Duktilität in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sicherzustellen, muss die nach den Gleichungen (F.8) und (F.9) für jede Richtung getrennt bestimmte Bewehrungsmenge in der Regel nicht mehr als das Doppelte und nicht weniger als die Hälfte der nach den Gleichungen (F.2) und (F.3) oder (F.5) und (F.6) bestimmten Bewehrungsmenge betragen. Diese Grenzen lassen sich wie folgt formulieren: $\frac{1}{2} f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2 f'_{tdx}$ und $\frac{1}{2} f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 f'_{tdy}$

(5) Die Bewehrung ist in der Regel an allen freien Rändern ausreichend, z. B. durch Steckbügel oder Ähnliches, zu verankern.

Anhang G (informativ)

Boden-Bauwerk- Interaktion

G.1 Flachgründungen

G.1.1 Allgemeines

(1) Die Wechselwirkung zwischen dem Boden, der Gründung und dem Tragwerk ist in der Regel zu berücksichtigen. Die Sohldruckverteilung und die Kräfte in den Stützen hängen dabei von den relativen Setzungen ab.

(2) Es ist in der Regel sicherzustellen, dass die Verschiebungen und die zugehörigen Reaktionen des Bodens und des Bauwerks verträglich sind.

(3) Obwohl das obige allgemeine Verfahren ausreicht, bestehen aufgrund der Lastgeschichte und der Kriechauswirkungen weiterhin viele Unsicherheiten. Deswegen werden im Allgemeinen je nach dem Idealisierungsgrad der mechanischen Modelle verschiedene Genauigkeitsgrade des Nachweisverfahrens definiert.

(4) Gilt das Tragwerk als nachgiebig, hängen die übertragenen Lasten nicht von den relativen Setzungen ab, da das Tragwerk keine Steifigkeit besitzt. In diesem Fall sind die Lasten nicht mehr unbekannt und das Problem begrenzt sich auf die Untersuchung einer Gründung auf einem sich verformenden Boden.

(5) Gilt das Tragwerk als steif, dürfen die unbekannten Lasten auf der Gründung unter der Bedingung ermittelt werden, dass die Setzungen in der Regel auf einer Ebene liegen. Es ist in der Regel nachzuweisen, dass diese Steifigkeit bis zum Erreichen der Grenzzustände der Tragfähigkeit erhalten bleibt.

(6) Eine weitere Vereinfachung bietet sich an, wenn davon ausgegangen werden kann, dass das Gründungssystem ausreichend steif oder dass der Untergrund sehr steif ist. In beiden Fällen dürfen die relativen Setzungen vernachlässigt werden. Dadurch entfällt eine Modifizierung der von dem Tragwerk übertragenen Lasten.

(7) Zur Abschätzung der Steifigkeit des statischen Systems darf eine Berechnung durchgeführt werden, in der die kombinierte Steifigkeit des Gesamtsystems, bestehend aus der Gründung, den Rahmenbauteilen des Tragwerks und den Wandscheiben, mit der Steifigkeit des Bodens verglichen wird. Diese bezogene Steifigkeit K_R bestimmt, ob die Gründung bzw. das statische System entweder als steif oder als nachgiebig zu betrachten ist. Die nachfolgende Gleichung darf für den Hochbau verwendet werden:

$$K_R = (EJ)_S / (E \cdot l^3) \quad (G.1)$$

Dabei ist

$(EJ)_S$ der Näherungswert der Biegesteifigkeit pro Breitereinheit des betrachteten Tragwerks. Dieser wird durch Addition der Biegesteifigkeiten der Gründung, jedes Rahmenbauteils und jeder Wandscheibe ermittelt;

E der Verformungsmodul des Bodens;

l die Länge der Gründung.

Bezogene Steifigkeiten größer als 0,5 deuten auf steife statische Systeme hin.

G.1.2 Genauigkeitsgrade des Nachweisverfahrens

(1) Für Bemessungszwecke sind die nachfolgenden Genauigkeitsgrade des Nachweisverfahrens zulässig:

Grad 0: Auf diesem Grad darf von einer linearen Verteilung des Sohldrucks ausgegangen werden.

Die nachfolgenden Voraussetzungen sind in der Regel dabei zu erfüllen:

- der Sohldruck ist nicht größer als die Bemessungswerte für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit,
- im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird das statische System nicht von Setzungen beeinflusst, bzw. die zu erwartenden relativen Setzungen variieren nicht erheblich,
- im Grenzzustand der Tragfähigkeit verfügt das Tragwerkssystem über ausreichende plastische Verformungsfähigkeit, so dass die Unterschiede in den Setzungen die Bemessung nicht beeinflussen.

Grad 1: Der Sohldruck darf unter Berücksichtigung der bezogenen Steifigkeit der Gründung und des Bodens ermittelt werden. Es muss nachgewiesen werden, dass sich die daraus ergebenden Verformungen innerhalb der zulässigen Grenzwerte befinden.

Die nachfolgenden Voraussetzungen sind in der Regel dabei zu erfüllen:

- es ist ausreichend Erfahrung vorhanden, um zu zeigen, dass die Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks wahrscheinlich nicht von den Bodenverformungen beeinflusst wird,
- im Grenzzustand der Tragfähigkeit besitzt das Tragwerk ein ausreichend duktilen Verhalten.

Grad 2: Auf diesem Genauigkeitsgrad des Nachweisverfahrens wird der Einfluss der Bodenverformungen auf das Tragwerk berücksichtigt. Dabei wird das Tragwerk unter Berücksichtigung der aufgezwungenen Verformungen der Gründung untersucht, um die Veränderungen der auf die Gründungen einwirkenden Belastungen zu bestimmen. Sind die sich ergebenden Veränderungen signifikant (d. h. $> 10\%$), ist in der Regel die Berechnung nach Grad 3 anzuwenden.

Grad 3: In diesem vollständig interaktiven Verfahren werden das Tragwerk, die Gründung und der Boden berücksichtigt.

G.2 Pfahlgründungen

(1) Wenn die Pfahlkopfplatte steif ist, darf von einem linearen Verlauf der Setzungen der Einzelpfähle ausgegangen werden. Der Verlauf hängt von der Rotation der Pfahlkopfplatte ab. Falls keine Rotation auftritt oder diese vernachlässigt werden kann, darf von einer gleichmäßigen Setzung aller Pfähle ausgegangen werden. Aus den Gleichgewichtsbedingungen können die unbekannten Pfahllasten sowie die Setzung der Gruppe berechnet werden.

(2) Bei der Untersuchung einer Pfahl-Plattengründung kommt es allerdings nicht nur zwischen den Einzelpfählen zur Wechselwirkung, sondern auch zwischen der Fundamentplatte und den Pfählen. Ein einfacher Ansatz zur Lösung dieses Problems ist nicht verfügbar.

(3) Die Antwort einer Pfahlgruppe auf horizontale Belastungen ist in der Regel nicht nur von der seitlichen Steifigkeit des umgebenden Bodens und der Pfähle abhängig, sondern auch von deren axialer Steifigkeit (beispielsweise verursacht die seitliche Belastung einer Pfahlgruppe Zug und Druck auf die Randpfähle).

Anhang H (informativ)

Nachweise am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung

H.1 Kriterien zur Vernachlässigung der Nachweise nach Theorie II. Ordnung

H.1.1 Allgemeines

(1) Abschnitt H.1 enthält Kriterien für Tragwerke, bei denen die Bedingungen aus 5.8.3.3 (1) nicht erfüllt sind. Diese Kriterien beruhen auf 5.8.2 (6) und berücksichtigen die durch Biegung und Querkraft hervorgerufenen globalen (d. h. auf das Gesamttragwerk bezogenen) Verformungen, wie in Bild H.1 dargestellt.

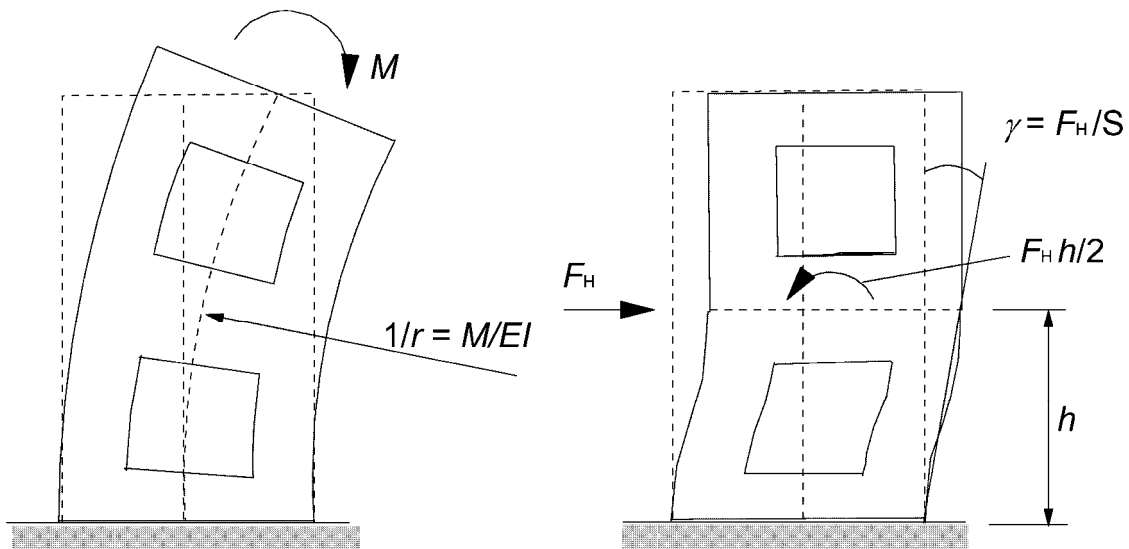


Bild H.1 — Definition der globalen Krümmung und Schubverformung ($1/r$ bzw. γ) und die entsprechenden Steifigkeiten (EI bzw. S)

H.1.2 Aussteifungssystem ohne wesentliche Schubverformungen

(1) Für Aussteifungssysteme ohne wesentliche Schubverformungen (z. B. Wandscheiben ohne Öffnungen) dürfen die globalen Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden, falls:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB} \quad (\text{H.1})$$

Dabei ist

$F_{V,Ed}$ die gesamte vertikale Last (auf ausgesteifte und aussteifende Bauteile);

$F_{V,BB}$ die globale nominale Grenzlast für globale Biegung, siehe (2).

(2) Die globale nominale Grenzlast für globale Biegung darf mit folgender Gleichung angenommen werden

$$F_{V,BB} = \xi \cdot \Sigma EI / L^2 \quad (\text{H.2})$$

Dabei ist

ξ ein Beiwert, der von der Anzahl der Geschosse, der Änderung der Steifigkeit, dem Grad der Fundamenteinspannung und der Lastverteilung abhängt, siehe (4);

ΣEI die Summe der Biegesteifigkeiten der Aussteifungsbauteile in der betrachteten Richtung, einschließlich möglicher Auswirkungen durch Rissbildung, siehe (3);

L die Gesamthöhe des Gebäudes oberhalb der Einspannung.

(3) Fehlen genauere Berechnungen der Biegesteifigkeit, darf die folgende Gleichung für ein Aussteifungsbauteil mit *gerissenem* Querschnitt verwendet werden:

$$EI \approx 0,4 \cdot E_{cd} I_c \quad (\text{H.3})$$

Dabei ist

$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE}$ der Bemessungswert des Beton E-Moduls, siehe 5.8.6 (3);

I_c das Flächenmoment 2. Grades des Aussteifungsbauteils.

Falls nachgewiesen werden kann, dass der Querschnitt im Grenzzustand der Tragfähigkeit *ungerissen* ist, darf die Konstante 0,4 in Gleichung (H.3) durch 0,8 ersetzt werden.

(4) Wenn die Aussteifungsbauteile eine konstante Steifigkeit entlang der Höhe aufweisen und wenn die gesamte vertikale Belastung um denselben Betrag pro Geschoss ansteigt, darf ξ folgendermaßen angesetzt werden

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 0,7 \cdot k} \quad (\text{H.4})$$

Dabei ist

n_s die Anzahl der Geschosse;

k die bezogene Steifigkeit der Einspannung, siehe (5).

(5) Die bezogene Steifigkeit der Einspannung am Fundament wird definiert als:

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / L) \quad (\text{H.5})$$

Dabei ist

θ die Rotation infolge des Biegemoments M ;

EI die Biegesteifigkeit nach (3);

L die Gesamthöhe der Aussteifungseinheit.

ANMERKUNG Für $k = 0$, d. h. volle Einspannung, dürfen die Gleichungen (H.1) bis (H.4) in der Gleichung (5.18) zusammengefasst werden, wobei der Beiwert 0,31 aus $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$ folgt.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

H.1.3 Aussteifungssystem mit wesentlichen globalen Schubverformungen

(1) Globale Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung dürfen vernachlässigt werden, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}} \quad (\text{H.6})$$

Dabei ist

$F_{V,B}$ die globale Grenzlaster unter Berücksichtigung der globalen Biegung *und* Querkraft;

$F_{V,BB}$ die globale Grenzlaster für reine Biegung, siehe H.1.2 (2);

$F_{V,BS}$ die globale Grenzlaster für reine Querkraft, $F_{V,BS} = \Sigma S$;

ΣS die gesamte Schubsteifigkeit (Kraft bezogen auf den Schubwinkel) der aussteifenden Bauteile (siehe Bild H.1).

ANMERKUNG Die globale Schubverformung eines aussteifenden Bauteils wird üblicherweise durch lokale Biegeverformungen (Bild H.1) bestimmt. Aus diesem Grund darf bei Fehlen einer genaueren Berechnung die Rissbildung für S auf dieselbe Weise wie für EI berücksichtigt werden, siehe H.1.2 (3).

H.2 Berechnungsverfahren für globale Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung

(1) Dieser Abschnitt beruht auf der linearen Ermittlung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung gemäß 5.8.7. Globale Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung dürfen bei der Schnittgrößenermittlung von Tragwerken mit fiktiven, vergrößerten Horizontalkräften $F_{H,Ed}$ berücksichtigt werden:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}} \quad (\text{H.7})$$

Dabei ist

$F_{H,0Ed}$ die Horizontalkraft nach Theorie I. Ordnung aufgrund von Wind, Imperfektionen usw.;

$F_{V,Ed}$ die gesamte vertikale Last, die auf aussteifende *und* ausgesteifte Bauteile einwirkt;

$F_{V,B}$ die globale nominale Grenzlaster, siehe (2).

(2) Die Grenzlaster $F_{V,B}$ darf nach H.1.3 bestimmt werden (oder nach H.1.2, wenn globale Schubverformungen vernachlässigbar sind). In diesem Fall sind in der Regel jedoch die Nennsteifigkeitswerte nach 5.8.7.2 unter Berücksichtigung des Kriechens zu verwenden.

(3) In Fällen, in denen die globale Grenzlaster $F_{V,B}$ nicht definiert ist, darf ersatzweise die nachfolgende Gleichung verwendet werden:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1Ed} / F_{H,0Ed}} \quad (\text{H.8})$$

Dabei ist

$F_{H,1Ed}$ die fiktive Horizontalkraft, die die gleichen Biegemomente ergibt wie die Vertikalkraft $N_{V,Ed}$, die auf das verformte Tragwerk einwirkt; mit Verformungen aufgrund von $F_{H,0Ed}$ (Verformung nach Theorie I. Ordnung) und berechnet mit den Nennsteifigkeitswerten nach 5.8.7.2.

ANMERKUNG Die Gleichung (H.8) folgt aus einer schrittweisen numerischen Berechnung, in der die Auswirkungen der Vertikallast und der Verformungsvergrößerungen, die als äquivalente Horizontalkräfte ausgedrückt werden, fortlaufend summiert werden. Die Vergrößerungen werden nach einigen Schritten eine geometrische Reihe bilden. Unter der Annahme, dass dies bereits im ersten Schritt der Fall ist (was der Annahme entspricht, dass in 5.8.7.3 (3) $\beta = 1$ ist), darf die Summe wie in Gleichung (H.8) ausgedrückt werden. Für diese Annahme müssen die Steifigkeitswerte der Endverformung in allen Schritten verwendet werden (dies ist auch die Grundannahme der Schnittgrößenermittlung auf Grundlage der Nennsteifigkeitswerte).

In anderen Fällen, z. B. wenn im ersten Berechnungsschritt von ungerissenen Querschnitten ausgegangen wird, eine Rissbildung jedoch in späteren Schritten auftritt oder wenn sich die Verteilung der äquivalenten Horizontalkräfte innerhalb der ersten Schritte wesentlich ändert, müssen zusätzliche Schritte in die Berechnung eingefügt werden, bis die Annahme einer geometrischen Serie erfüllt ist.

Ein Beispiel mit zwei Schritten mehr als in Gleichung (H.8) ist:

$$F_{H,Ed} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed} / (1 - F_{H,3Ed} / F_{H,2Ed}).$$

Anhang I (informativ)

Ermittlung der Schnittgrößen bei Flachdecken und Wandscheiben

I.1 Flachdecken

I.1.1 Allgemeines

(1) Die in diesem Abschnitt behandelten Flachdecken können konstante Dicke oder Querschnittsänderungen aufweisen (Stützenkopfverstärkungen).

(2) Flachdecken sind der Regel mit einem bewährten Verfahren zu berechnen, wie beispielsweise als Trägerrost (in dem die Decke als eine Reihe verbundener diskreter Bauteile idealisiert wird), mit der Finite-Element-Methode, mit der Bruchlinientheorie oder als Rahmen. Dabei sind eine angemessene Geometrie und angemessene Baustoffeigenschaften zu verwenden.

I.1.2 Modellierung und Berechnung als Rahmen

(1) Das Tragwerk ist in der Regel für dieses Verfahren in Längs- und Querrichtung in Rahmen einzuteilen, die aus Stützen und Plattenbereichen bestehen, die zwischen den Mittellinien der benachbarten Stützen liegen (Fläche, die von vier angrenzenden Auflagern begrenzt wird). Die Steifigkeit der Bauteile darf für ihre Bruttoquerschnitte berechnet werden. Für eine vertikale Belastung darf die volle Breite der Platten für die Berechnung der Steifigkeit herangezogen werden. Für eine horizontale Belastung sind in der Regel 40 % dieses Wertes zu verwenden, um die im Vergleich zu Stützen/Trägerverbindungen verringerte Steifigkeit von Stützen/Deckenverbindungen bei Flachdecken adäquat zu berücksichtigen. Zur Schnittgrößenermittlung in der jeweiligen Richtung darf in der Regel von Vollbelastung in allen Feldern ausgegangen werden.

(2) Das ermittelte Gesamtbiegemoment ist in der Regel auf die volle Breite der Decke zu verteilen. Bei der elastischen Ermittlung der Schnittgrößen konzentrieren sich negative Momente auf die Mittellinien der Stützen.

(3) Die Plattenbereiche sind in der Regel in Gurt- und Feldstreifen zu unterscheiden (siehe Bild I.1). Die Biegemomente sind hierbei in der Regel nach Tabelle I.1 aufzuteilen.

(4) Weicht die Breite des Gurtstreifens von $0,5l_x$ ab, siehe beispielsweise Bild I.1, und entspricht der Breite der Querschnittsvergrößerung, ist die Breite des Mittelstreifens in der Regel entsprechend anzupassen.

(5) Sind keine für Torsion entsprechend dimensionierten Randträger vorhanden, sind auf Rand- oder Eckstütze übertragene Momente in der Regel auf das Widerstandsmoment eines rechteckigen Querschnitts zu beschränken, das $0,17 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{ck}$ entspricht (siehe Bild 9.9 für die Definition von b_e). Das positive Moment im Endfeld ist in der Regel entsprechend anzupassen.

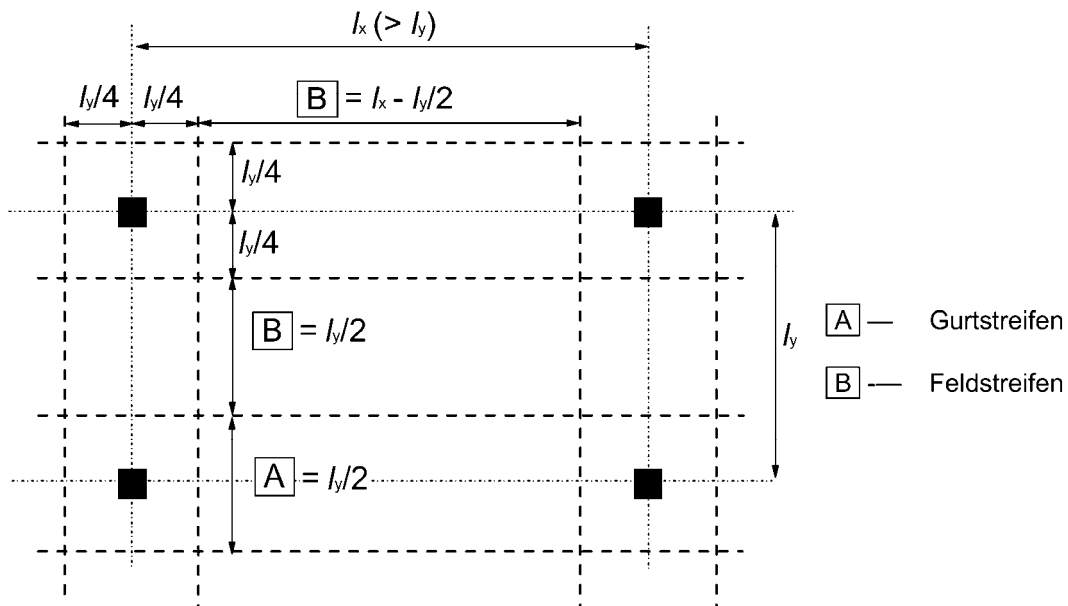


Bild I.1 — Unterteilung von Flachdecken

ANMERKUNG Wenn Stützenkopfverstärkungen mit einer Breite $> (l_y / 3)$ vorhanden sind, darf diese Breite für die Gurtstreifen verwendet werden. Die Breite der Feldstreifen ist dann in der Regel entsprechend anzupassen.

I.1.3 Ungleiche Stützweiten

(1) Wo aufgrund von ungleichen Stützweiten die Schnittgrößen einer Flachdecke mit dem Rahmenverfahren nicht sinnvoll ermittelt werden können, darf das Trägerrost-Verfahren oder ein anderes elastisches Verfahren verwendet werden. In solchen Fällen reicht üblicherweise der nachfolgende vereinfachte Ansatz aus:

- die Schnittgrößenermittlung der Decke wird unter Volllast mit $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$, in allen Feldern durchgeführt,
- die Momente in Feldmitte und die Stützmomente sind daraufhin in der Regel zu erhöhen, um die Auswirkungen einer feldweise alternierenden Belastung zu berücksichtigen. Diese kann dadurch erzeugt werden, dass ein maßgebendes Feld (oder Felder) mit $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ und der Rest der Decke mit $\gamma_G G_k$ belastet werden. Bei wesentlichen Unterschieden der Eigenlast von einzelnen Feldern ist in der Regel $\gamma_G = 1$ für die unbelasteten Felder anzusetzen,
- diese Art von Belastung darf dann in ähnlicher Weise auf andere kritische Felder und Auflager angewendet werden.

(2) Die Einschränkungen hinsichtlich **[AC]** der Momentenübertragung auf Randstützen nach I.1.2 (5) sind in der Regel zu beachten **[AC]**.

I.2 Wandscheiben

(1) Wandscheiben sind unbewehrte oder bewehrte Betonwände, die zur Stabilität des Tragwerks gegen seitliches Ausweichen beitragen.

(2) Die von jeder Wandscheibe in einem Tragwerk aufgenommene seitliche Belastung ist in der Regel am Gesamtsystem zu ermitteln. Dabei sind die einwirkenden Belastungen, die Lastausmitten in Bezug auf den Schubmittelpunkt des Tragwerks und die Interaktion zwischen den verschiedenen tragenden Wänden zu berücksichtigen.

(3) Die Auswirkungen einer asymmetrischen Windbelastung sind in der Regel zu berücksichtigen (siehe EN 1991-1-4).

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

- (4) Die Überlagerung von Längskraft und Querkraft ist in der Regel zu berücksichtigen.
- (5) Zusätzlich zu den anderen Gebrauchstauglichkeitskriterien in diesem Eurocode sind die Auswirkungen von Schwingungen von Wandscheiben auf die Bewohner des Gebäudes in der Regel ebenfalls zu berücksichtigen (siehe EN 1990).
- (6) Bei Bauwerken bis zu 25 Geschossen mit ausreichend symmetrischer Anordnung der Wände, die keine zu wesentlichen Schubverformungen am Gesamttragwerk führenden Öffnungen aufweisen dürfen, darf im Hochbau die aufnehmbare seitliche Einwirkung einer Wandscheibe wie folgt ermittelt werden:

$$P_n = \frac{P \cdot (EI)_n}{\Sigma(EI)} \pm \frac{(P \cdot e) y_n \cdot (EI)_n}{\Sigma(EI) \cdot y_n^2} \quad (I.1)$$

Dabei ist

- P_n die seitliche Einwirkung auf die Wand n ;
- $(EI)_n$ die Steifigkeit der Wand n ;
- P die einwirkende Last;
- e die Lastausmitte von P , bezogen auf den Schwerpunkt der Steifigkeiten (siehe Bild I.2);
- y_n der Abstand der Wand n vom Schwerpunkt der Steifigkeiten.

- (7) Werden Bauteile mit und ohne wesentliche Schubverformungen im Aussteifungssystem kombiniert, sind für die Schnittgrößenermittlung in der Regel sowohl die Schub- als auch die Biegeverformung zu berücksichtigen.

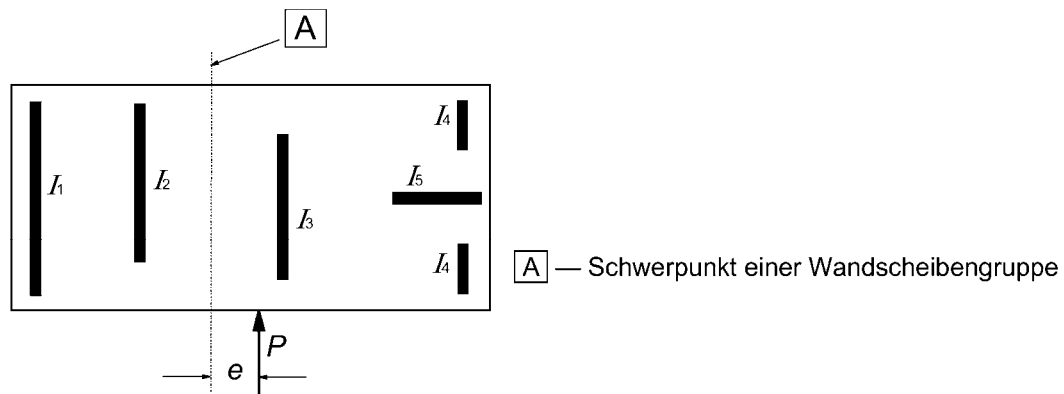


Bild I.2 — Lastausmitte der Belastung vom Schwerpunkt der Wandscheiben

Anhang J (informativ)

Konstruktionsregeln für ausgewählte Beispiele

J.1 Oberflächenbewehrung

(1) Oberflächenbewehrung zur Vermeidung von Betonabplatzungen ist in der Regel erforderlich, wenn die Hauptbewehrung

- Stäbe mit Durchmesser größer 32 mm oder
- Stabbündel mit einem Vergleichsdurchmesser größer als 32 mm (siehe 8.8)

aufweist.

Die Oberflächenbewehrung muss in der Regel aus Betonstahlmatten oder Stäben mit kleinen Durchmessern bestehen und außerhalb der Bügel liegen, siehe Bild J.1.

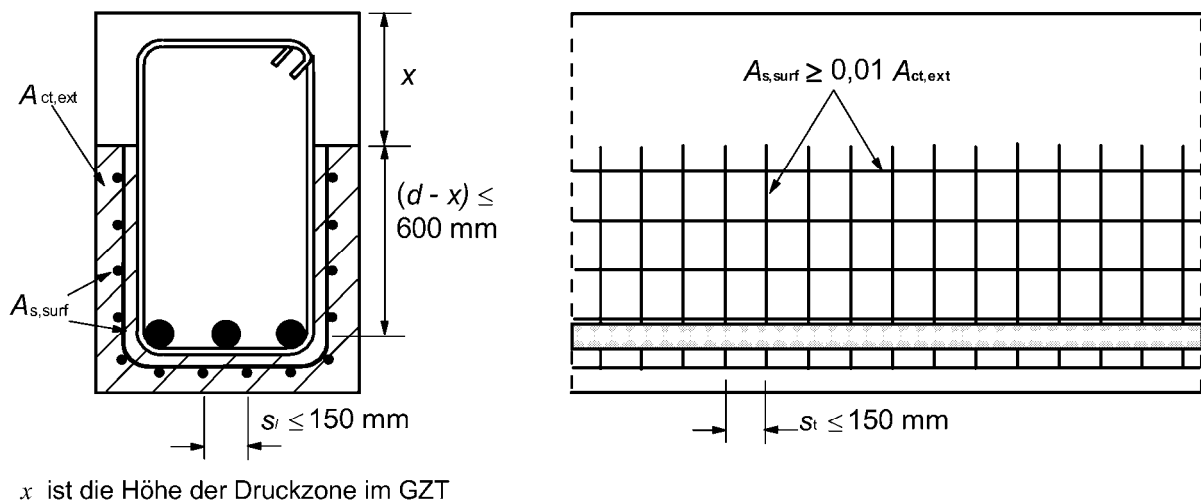


Bild J.1 — Beispiele für Oberflächenbewehrung

(2) Die Querschnittsfläche der Oberflächenbewehrung $A_{s,surf}$ muss in der Regel in den zwei Richtungen parallel und orthogonal zur Zugbewehrung des Balkens mindestens $A_{s,surfmin}$ betragen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert $A_{s,surfmin}$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist $0,01A_{ct,ext}$. Dabei ist $A_{ct,ext}$ die Querschnittsfläche des Betons unter Zug außerhalb der Bügel [AC] (siehe Bild J.1) [AC].

(3) Bei einer Betondeckung von über 70 mm ist in der Regel für eine erhöhte Dauerhaftigkeit eine ähnliche Oberflächenbewehrung mit einer Querschnittsfläche von $0,005A_{ct,ext}$ in beiden Richtungen vorzusehen.

(4) Die Mindestbetondeckung für die Oberflächenbewehrung ist in 4.4.1.2 angegeben.

(5) Die Längsstäbe der Oberflächenbewehrung dürfen als Biegebewehrung in Längsrichtung und die Querstäbe dürfen als Querkraftbewehrung berücksichtigt werden, soweit sie den jeweiligen Bewehrungsregeln entsprechen.

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

J.2 Rahmenecken

J.2.1 Allgemeines

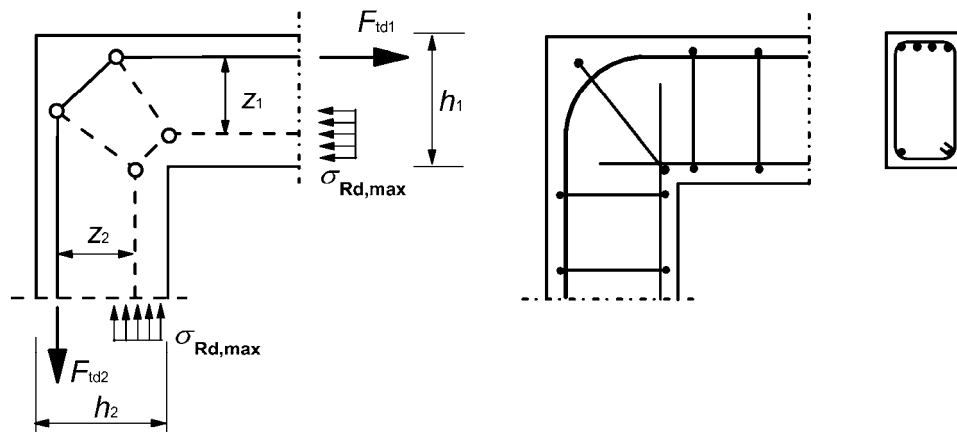
(1) Die Betonfestigkeit $\sigma_{Rd,max}$ ist in der Regel in Hinblick auf 6.5.2 (Druckzonen mit oder ohne Querbewehrung) zu bestimmen.

J.2.2 Rahmenecken mit schließendem Moment

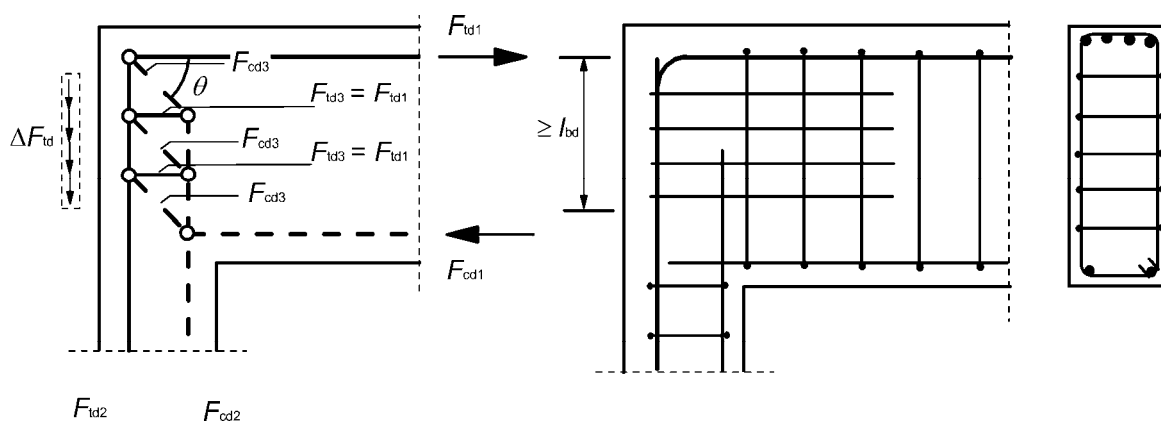
(1) Für nahezu gleiche Höhen von Stiel und Riegel ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (siehe Bild J.2 a)) ist kein Nachweis der Bügelbewehrung oder der Verankerungslängen innerhalb des Überschneidungsbereichs von Stiel und Riegel erforderlich, wenn die gesamte Zugbewehrung um die Ecke herumgeführt wird.

(2) In Bild J.2 b) wird ein Stabwerkmodell für $h_2/h_1 < 2/3$ mit einer begrenzten Druckstrebenneigung $\tan \theta$ dargestellt.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte der Grenzen für $\tan \theta$ dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für die untere Grenze ist 0,4 und der empfohlene Wert für die obere Grenze ist 1.



a) nahezu gleiche Höhe von Stiel und Riegel



b) sehr unterschiedliche Höhen von Stiel und Riegel

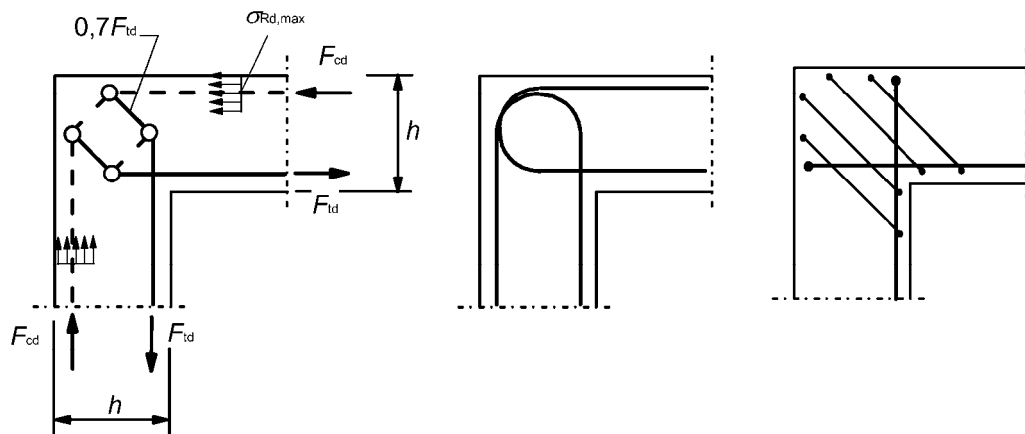
Bild J.2 — Rahmenecken mit schließendem Moment. Modell und Bewehrung

(3) Die Verankerungslänge l_{bd} ist in der Regel für die Kraft $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$ zu bestimmen.

(4) Bewehrung ist in der Regel für Zugkräfte in Querrichtung einzulegen, die rechtwinklig zu einem Knoten in Stabwerksebene wirken.

J.2.3 Rahmenecken mit öffnendem Moment

(1) Für nahezu gleiche Höhen von Stiel und Riegel dürfen die in den Bildern J.3 a) und J.4 a) angegebenen Stabwerkmodelle verwendet werden. Die Bewehrung in der Ecke ist in der Regel als Schlaufe oder als zwei sich überlappende Steckbügel in Verbindung mit Schrägbügeln auszuführen (siehe Bilder J.3 b) und c) und Bilder J.4 b) und c)).

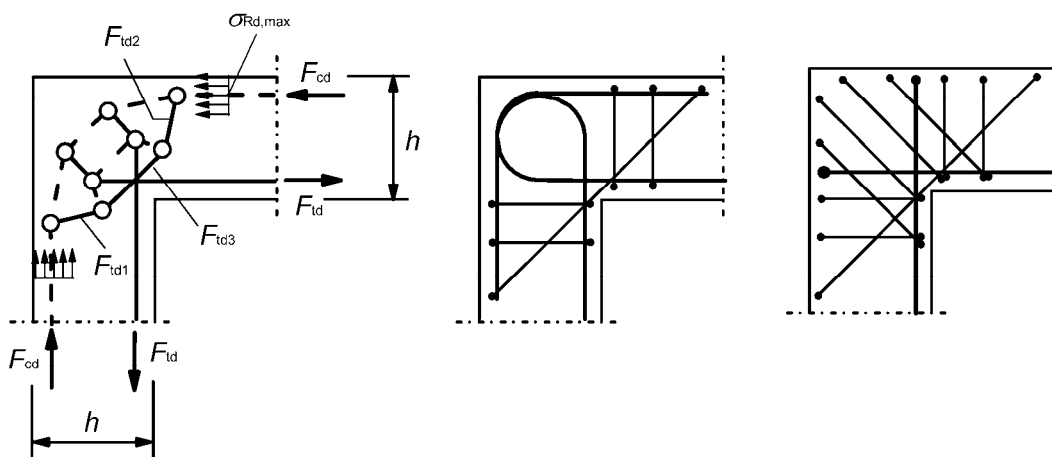


a) Stabwerkmodell

b) und c) Bewehrungsführung

Bild J.3 — Rahmenecke mit mäßigem öffnendem Moment (z. B. $A_s/b \cdot h \leq 2\%$)

(2) Für große öffnende Momente ist in der Regel gegen ein Abspalten das Einlegen eines Schrägstabes oder eines Schrägbügels zu prüfen (siehe Bild J.4).



a) Stabwerkmodell

b) und c) Bewehrungsführung

Bild J.4 — Rahmenecke mit hohem öffnendem Moment (z. B. $A_s/b \cdot h > 2\%$)

DIN EN 1992-1-1:2011-01
EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)

J.3 Konsolen

(1) Konsolen ($a_c < z_0$) dürfen mit Stabwerkmodellen nach 6.5 (siehe Bild J.5) bemessen werden. Die Druckstrebenneigung ist dabei auf $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$ begrenzt.

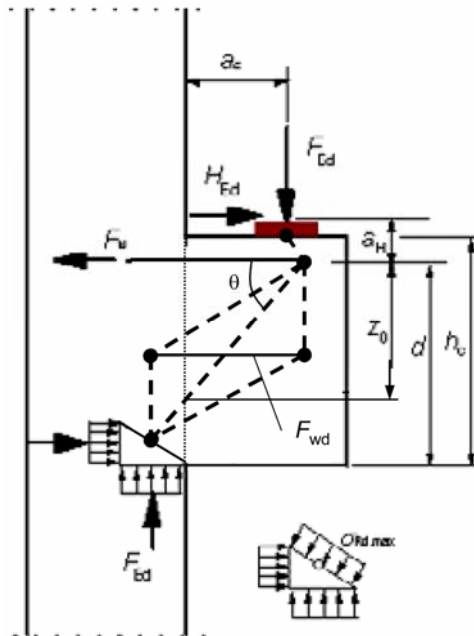


Bild J.5 — Konsolen Stabwerkmodell

(2) Für $a_c < 0,5h_c$ sind in der Regel geschlossene horizontale oder schräge Bügel mit $A_{s,lnk} \geq k_1 \cdot A_{s,main}$ zusätzlich zur Hauptzugbewehrung vorzusehen (siehe Bild J.6 a)).

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_1 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,25.

(3) Für $a_c > 0,5h_c$ und $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ (siehe 6.2.2) sind in der Regel geschlossene vertikale Bügel mit $A_{s,lnk} \geq k_2 \cdot F_{Ed} / f_{yd}$ zusätzlich zur Hauptzugbewehrung vorzusehen (siehe Bild J.6 b)).

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_2 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,5.

(4) Die Hauptzugbewehrung ist in der Regel an beiden Enden zu verankern. Sie ist in der Regel im unterstützenden Bauteil an der abgewandten Seite zu verankern. Die Verankerungslänge beginnt ab der Lage der vertikalen Bewehrung an der Konselseite. Die Bewehrung ist in der Regel in der Konsole zu verankern. Dabei beginnt die Verankerungslänge ab der Innenkante der Lastplatte.

(5) Zur Erfüllung besonderer Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung sind Schrägbügel am sich öffnenden Anschnitt effektiv.

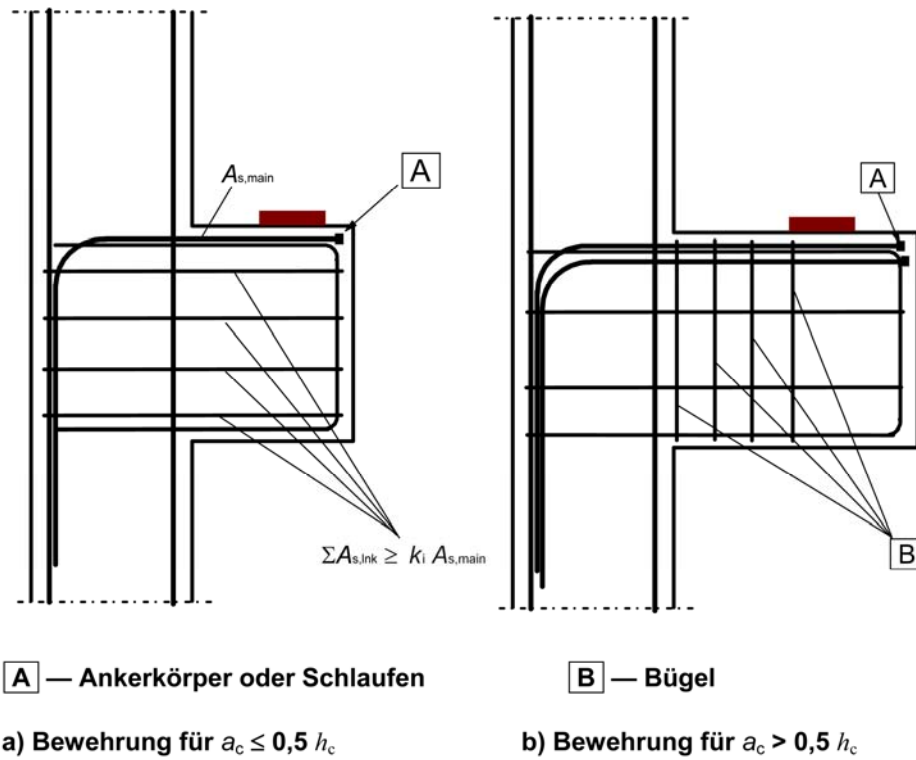


Bild J.6 — Bewehrungsführung bei einer Konsole

DIN EN 1992-1-1/NA

ICS 91.010.30; 91.080.40

Mit DIN EN 1992-1-1:2011-01,
DIN EN 1992-3:2011-01 und
DIN EN 1992-3/NA:2011-01
Ersatz für
DIN 1045-1:2008-08

**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken –
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 2: Design of concrete structures –
Part 1-1: General rules and rules for buildings

Annexe Nationale –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 2: Calcul des structures en béton –
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Gesamtumfang 101 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**Vorwort**

Dieses Dokument wurde vom NA 005-07-01 AA „Bemessung und Konstruktion“ erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*.

Die Europäische Norm EN 1992-1-1 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: *nationally determined parameters*, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser Nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1992-1-1 (en: *non-contradictory complementary information*, NCI).

Nationale Absätze werden mit vorangestelltem „(NA.+Ild. Nr.)“ eingeführt.

Bei Bildern, Tabellen und Gleichungen, die national ergänzt werden, wird ein „NA.“ vorangestellt und die Nummer des vorangegangenen Elements um „1 ff.“ ergänzt (z. B. ist das zusätzliche Bild NA.6.22.1 zwischen den Bildern 6.22 und 6.23 angeordnet.)

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1992-1-1:2011-01.

DIN EN 1992-1-1 und dieser Nationale Anhang DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 ersetzen DIN 1045-1:2008-08.

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

Im Nationalen Anhang werden Europäische Technische Zulassungen und nationale allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen in Bezug genommen. Diese werden nachfolgend als Zulassungen bezeichnet.

Soweit in DIN EN 1992-1-1 Europäische Technische Zulassungen in Bezug genommen werden, dürfen in Deutschland auch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen verwendet werden.

In Deutschland dürfen Europäische Technische Zulassungen in bestimmten Fällen (z. B. nach ETAG 013) nur in Verbindung mit einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für die Anwendung verwendet werden.

Änderungen

Gegenüber DIN 1045-1:2008-08 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Übernahme der Regelungen aus DIN 1045-1:2008-08 zur nationalen Anwendung von DIN EN 1992-1-1.

Frühere Ausgaben

DIN 1045: 1925-09, 1932-04, 1937-05, 1943xxx, 1959-11, 1972-01, 1978-12, 1988-07
 DIN 1045-1: 2001-07, 2008-08
 DIN 1045-1 Berichtigung 1: 2002-07
 DIN 1045-1 Berichtigung 2: 2005-06
 DIN 1046: 1925-09, 1932-04, 1935-12, 1943x
 DIN 1047: 1925-09, 1932-04, 1937-05, 1943x
 DIN 4028: 1938-10
 DIN 4030: 1954-09
 DIN 4163: 1951-02
 DIN 4219-2: 1979-12
 DIN 4225: 1943, 1951xx-02, 1960-07
 DIN 4227-1: 1953xx-10, 1979-12, 1988-07
 DIN 4227-1/A1: 1995-12
 DIN 4227-2: 1984-05
 DIN V 4227-4: 1985-12
 DIN 4227-4: 1986-02
 DIN 4229: 1950-07
 DIN 4233: 1951-03, 1953x-12
 DIN 4420: 1952x-01
 DIN V 18932-1: 1991-10
 DIN V ENV 1992-1-1: 1992-06
 DIN V ENV 1992-1-3: 1994-12
 DIN V ENV 1992-1-4: 1994-12
 DIN V ENV 1992-1-5: 1994-12
 DIN V ENV 1992-1-6: 1994-12
 DIN EN 1992-1-1: 2005-10
 DIN EN 1992-1-1 Berichtigung 1: 2010-01

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NA 1 Anwendungsbereich**

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Tragwerken aus Stahlbeton und Spannbeton aus normalen und leichten Gesteinskörnungen und zusätzlich auf den Hochbau abgestimmte Regeln, die bei der Anwendung von DIN EN 1992-1-1 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1:2011-01.

NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1992-1-1:2011-01**NA 2.1 Allgemeines**

DIN EN 1992-1-1 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP):

— 2.3.3 (3)	— 5.10.3 (2)	— 9.2.2 (6)
— 2.4.2.1 (1)	— 5.10.8 (2)	— 9.2.2 (7)
— 2.4.2.2 (1)	— 5.10.8 (3)	— 9.2.2 (8)
— 2.4.2.2 (2)	— 5.10.9 (1)P	— 9.3.1.1(3)
— 2.4.2.2 (3)	— 6.2.2 (1)	— 9.5.2 (1)
— 2.4.2.3 (1)	— 6.2.2 (6)	— 9.5.2 (2)
— 2.4.2.4 (1)	— 6.2.3 (2)	— 9.5.2 (3)
— 2.4.2.4 (2)	— 6.2.3 (3)	— 9.5.3 (3)
— 2.4.2.5 (2)	— 6.2.4 (4)	— 9.6.2 (1)
— 3.1.2 (2)P	— 6.2.4 (6)	— 9.6.3 (1)
— 3.1.2 (4)	— 6.4.3 (6)	— 9.7 (1)
— 3.1.6 (1)P	— 6.4.4 (1)	— 9.8.1 (3)
— 3.1.6 (2)P	— 6.4.5 (3)	— 9.8.2.1 (1)
— 3.2.2 (3)P	— 6.4.5 (4)	— 9.8.3 (1)
— 3.2.7 (2)	— 6.5.2 (2)	— 9.8.3 (2)
— 3.3.4 (5)	— 6.5.4 (4)	— 9.8.4 (1)
— 3.3.6 (7)	— 6.5.4 (6)	— 9.8.5 (3)
— 4.4.1.2 (3)	— 6.8.4 (1)	— 9.10.2.2 (2)
— 4.4.1.2 (5)	— 6.8.4 (5)	— 9.10.2.3 (3)
— 4.4.1.2 (6)	— 6.8.6 (1)	— 9.10.2.3 (4)
— 4.4.1.2 (7)	— 6.8.6 (3)	— 9.10.2.4 (2)
— 4.4.1.2 (8)	— 6.8.7 (1)	— 11.3.5 (1)P
— 4.4.1.2 (13)	— 7.2 (2)	— 11.3.5 (2)P
— 4.4.1.3 (1)P	— 7.2 (3)	— 11.3.7 (1)
— 4.4.1.3 (3)	— 7.2 (5)	— 11.6.1 (1)
— 4.4.1.3 (4)	— 7.3.1 (5)	— 11.6.2 (1)
— 5.1.3 (1)P	— 7.3.2 (4)	— 11.6.4.1 (1)
— 5.2 (5)	— 7.3.3 (2)	— 12.3.1 (1)
— 5.5 (4)	— 7.3.4 (3)	— 12.6.3 (2)
— 5.6.3 (4)	— 7.4.2 (2)	— A.2.1 (1)
— 5.8.3.1 (1)	— 8.2 (2)	— A.2.1 (2)
— 5.8.3.3 (1)	— 8.3 (2)	— A.2.2 (1)
— 5.8.3.3 (2)	— 8.6 (2)	— A.2.2 (2)
— 5.8.5 (1)	— 8.8 (1)	— A.2.3 (1)
— 5.8.6 (3)	— 9.2.1.1 (1)	— C.1 (1)
— 5.10.1 (6)	— 9.2.1.1 (3)	— C.1 (3)
— 5.10.2.1 (1)P	— 9.2.1.2 (1)	— E.1 (2)
— 5.10.2.1 (2)	— 9.2.1.4 (1)	— J.1 (3)
— 5.10.2.2 (4)	— 9.2.2 (4)	— J.2.2 (2)
— 5.10.2.2 (5)	— 9.2.2 (5)	— J.3 (2)
		— J.3 (3)

Darüber hinaus enthält NA 2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1992-1-1:2011-01. Diese sind durch ein vorangestelltes „NCI“ (en: non-contradictory complementary information) gekennzeichnet.

NA 2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1992-1-1 bzw. ergänzt diese.

NCI zu 1.2.2

NA Normen der Reihe DIN 488, *Betonstahl*

NA DIN 1045-2:2008-08, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 2: Beton — Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität — Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*

NA DIN 1045-3, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 3: Bauausführung*¹⁾

NA DIN 1045-4, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen*

NA DIN 1055-100, *Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*²⁾

NA DIN 18516-1, *Außenwandbekleidungen, hinterlüftet — Teil 1: Anforderungen, Prüfgrundsätze*

NA DIN EN 206-1, *Beton — Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*

NA DIN EN 1536, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Bohrpfähle*

NA E DIN EN 13670, *Ausführung von Tragwerken aus Beton*

NA DIN EN ISO 17660-1, *Schweißen — Schweißen von Betonstahl — Teil 1: Tragende Schweißverbindungen*

NA ISO 6784, *Concrete — Determination of static modulus of elasticity in compression*

NA DAfStb-Heft 600, *Erläuterungen zu Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1)*

NA DBV-Merkblatt, Abstandhalter³⁾

NA DBV-Merkblatt, Betondeckung und Bewehrung³⁾

NA DBV-Merkblatt, Unterstützungen³⁾

1) Gilt nur bis zur bauaufsichtlichen Einführung von DIN EN 13670.

2) Gilt nur bis zur bauaufsichtlichen Einführung von DIN EN 1990.

3) Zu beziehen bei: Deutscher Beton und Bautechnikverein e.V., Kurfürstenstrasse 129, 10785 Berlin.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 1.4**

Die Prinzipien (mit P nach der Absatznummer gekennzeichnet) enthalten:

- allgemeine Festlegungen, Definitionen und Angaben, die einzuhalten sind,
- Anforderungen und Rechenmodelle, für die keine Abweichungen erlaubt sind, sofern dies nicht ausdrücklich angegeben ist.

Die Anwendungsregeln (ohne P) sind allgemein anerkannte Regeln, die den Prinzipien folgen und deren Anforderungen erfüllen. Abweichungen hiervon sind zulässig, wenn sie mit den Prinzipien übereinstimmen und hinsichtlich der nach dieser Norm erzielten Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit gleichwertig sind.

NCI Zu 1.5.2

NA 1.5.2.5 üblicher Hochbau. Hochbau, der für vorwiegend ruhende, gleichmäßig verteilte Nutzlasten bis 5,0 kN/m², gegebenenfalls auch für Einzellasten bis 7,0 kN und für PKW bemessen ist.

NA 1.5.2.6 vorwiegend ruhende Einwirkung. Statische Einwirkung oder nicht ruhende Einwirkung, die jedoch für die Tragwerksplanung als ruhende Einwirkung betrachtet werden darf.

NA 1.5.2.7 nicht vorwiegend ruhende Einwirkung. Stoßende Einwirkung oder sich häufig wiederholende Einwirkung, die eine vielfache Beanspruchungsänderung während der Nutzungsdauer des Tragwerks oder des Bauteils hervorruft und die für die Tragwerksplanung nicht als ruhende Einwirkung angesehen werden darf (z. B. Kran-, Kranbahn-, Gabelstaplerlasten, Verkehrslasten auf Brücken).

NA 1.5.2.8 Normalbeton. Beton mit einer Trockenrohdichte von mehr als 2 000 kg/m³, höchstens aber 2 600 kg/m³.

NA 1.5.2.9 Leichtbeton. Gefügedichter Beton mit einer Trockenrohdichte von nicht weniger als 800 kg/m³ und nicht mehr als 2 000 kg/m³. Er wird unter Verwendung von grober leichter Gesteinskörnung hergestellt.

NA 1.5.2.10 Schwerbeton. Beton mit einer Trockenrohdichte von mehr als 2 600 kg/m³.

NA 1.5.2.11 hochfester Beton. Beton mit Festigkeitsklasse $\geq C55/67$ bzw. $\geq LC55/60$.

NA 1.5.2.12 Spannglied im sofortigen Verbund. Im Betonquerschnitt liegendes Zugglied aus Spannstahl, das vor dem Betonieren im Spannbett gespannt wird. Der wirksame Verbund zwischen Beton und Spannglied entsteht nach dem Betonieren mit dem Erhärten des Betons.

NA 1.5.2.13 Spannglied im nachträglichen Verbund. Im Betonquerschnitt im Hüllrohr liegendes Zugglied aus Spannstahl, das beim Vorspannen gegen den bereits erhärteten Beton gespannt und durch Ankerkörper verankert wird. Der wirksame Verbund zwischen Beton und Spannglied entsteht nach dem Einpressen des Mörtels in das Hüllrohr mit dem Erhärten des Einpressmörtels.

NA 1.5.2.14 Monolitze. Werksmäßig korrosionsgeschützte Stahllitze in einer fettverpressten Kunststoffhülle, in der sich jene in Längsrichtung frei bewegen kann.

NA 1.5.2.15 Umlenkelement. Dient zur Führung der externen Spannglieder. An ihm werden Reibungs- und Umlenkkkräfte in die Konstruktion eingeleitet. Es kann halbseitig offen (Sattel) oder vollständig von Beton umgeben sein (Durchdringung).

NA 1.5.2.16 Verbundbauteil. Bauteil aus einem Fertigteil und einer Ortbetonergänzung mit Verbindungselementen oder ohne Verbindungselemente.

NA 1.5.2.17 vorwiegend auf Biegung beanspruchtes Bauteil. Bauteil mit einer bezogenen Lastausmitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit von $e_d / h \geq 3,5$.

NA 1.5.2.18 Druckglied. Vorwiegend auf Druck beanspruchtes, stab- oder flächenförmiges Bauteil mit einer bezogenen Lastausmitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit von $e_d / h < 3,5$.

NA 1.5.2.19 Balken, Plattenbalken. Stabförmiges, vorwiegend auf Biegung beanspruchtes Bauteil mit einer Stützweite von mindestens der dreifachen Querschnittshöhe und mit einer Querschnitts- bzw. Stegbreite von höchstens der fünffachen Querschnittshöhe.

NA 1.5.2.20 Platte. Ebenes, durch Kräfte rechtwinklig zur Mittelfläche vorwiegend auf Biegung beanspruchtes, flächenförmiges Bauteil, dessen kleinste Stützweite mindestens das Dreifache seiner Bauteildicke beträgt und mit einer Bauteilbreite von mindestens der fünffachen Bauteildicke.

NA 1.5.2.21 Stütze. Stabförmiges Druckglied, dessen größere Querschnittsabmessung das Vierfache der kleineren Abmessung nicht übersteigt.

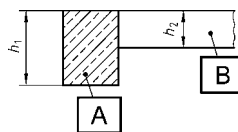
NA 1.5.2.22 Scheibe, Wand. Ebenes, durch Kräfte parallel zur Mittelfläche beanspruchtes, flächenförmiges Bauteil, dessen größere Querschnittsabmessung das Vierfache der kleineren übersteigt.

NA 1.5.2.23 wandartiger bzw. scheibenartiger Träger. Ebenes, durch Kräfte parallel zur Mittelfläche vorwiegend auf Biegung beanspruchtes, scheibenartiges Bauteil, dessen Stützweite weniger als das Dreifache seiner Querschnittshöhe beträgt.

NA 1.5.2.24 Betondeckung. Abstand zwischen der Oberfläche eines Bewehrungsstabes, eines Spannglieds im sofortigen Verbund oder des Hüllrohrs eines Spannglieds im nachträglichen Verbund und der nächstgelegenen Betonoberfläche.

NA 1.5.2.25 Dekompression. Grenzzustand, bei dem ein Teil des Betonquerschnitts unter der maßgebenden Einwirkungskombination unter Druckspannungen steht.

NA 1.5.2.26 direkte und indirekte Lagerung. Eine direkte Lagerung ist gegeben, wenn der Abstand der Unterkante des gestützten Bauteils zur Unterkante des stützenden Bauteils größer ist als die Höhe des gestützten Bauteils. Andernfalls ist von einer indirekten Lagerung auszugehen (siehe Bild NA.1.1).



Legende

	stützendes Bauteil
	gestütztes Bauteil
$(h_1 - h_2) \geq h_2$	direkte Lagerung
$(h_1 - h_2) < h_2$	indirekte Lagerung

Bild NA.1.1 — Direkte und indirekte Lagerung

NCI Zu 1.6 Formelzeichen

d_g Durchmesser des Größtkorns einer Gesteinskörnung

ANMERKUNG Größtkorn d_g wird in DIN EN 206-1 mit $D_{\max}$ bezeichnet.

u_0 Umfang der Lasteinleitungsfläche A_{load} beim Durchstanzen

u_1 Umfang des kritischen Rundschnitts beim Durchstanzen

u_{out} Umfang des äußeren Rundschnitts bei dem Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist

NCI Zu 2.3.1.2 (3)

Allgemein gilt $\gamma_{Q,T} = 1,5$.

Bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung mit den Steifigkeiten der ungerissenen Querschnitte und dem mittleren Elastizitätsmodul E_{cm} darf für Zwang der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Q,T} = 1,0$ angesetzt werden.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01

NCI Zu 2.3.1.3 (4)

Allgemein gilt $\gamma_{Q, \text{set}} = 1,5$.

Bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung mit den Steifigkeiten der ungerissenen Querschnitte und dem mittleren Elastizitätsmodul E_{cm} darf für Setzungen der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Q, \text{set}} = 1,0$ angesetzt werden.

NDP Zu 2.3.3 (3)

d_{joint} muss im Einzelfall bestimmt werden.

NCI Zu 2.3.4.2

ANMERKUNG Dieser Abschnitt gilt sinngemäß auch für Ortbeton-Verdrängungspfähle.

NCI Zu 2.3.4.2 (1)P

ANMERKUNG Einflüsse aus der Betonierung gegen den Boden können durch erhöhte Betondeckungen berücksichtigt werden, siehe DIN EN 1536.

NCI Zu 2.3.4.2 (2)

ANMERKUNG Die Regelungen in DIN EN 1536 sind als „weitere Angaben“ im Sinne von 2.3.4.2 (2) zu verstehen. Absatz (2) muss daher nicht angewendet werden, wenn die Pfähle nach DIN EN 1536 hergestellt werden.

NDP Zu 2.4.2.1 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $\gamma_{\text{SH}} = 1,0$.

NDP Zu 2.4.2.2 (1)

allgemein: $\gamma_{\text{P}} = \gamma_{\text{P, fav}} = \gamma_{\text{P, unfav}} = 1,0$

NDP Zu 2.4.2.2 (2)

$\gamma_{\text{P, unfav}} = 1,0$

Bei einem nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung ist ein oberer oder ein unterer Grenzwert für γ_{P} anzusetzen, wobei die Rissbildung oder die Fugenöffnung (Segmentbauweise) zu berücksichtigen sind: $\gamma_{\text{P, unfav}} = 1,2$ und $\gamma_{\text{P, fav}} = 0,83$ (der jeweils ungünstigere Wert ist anzusetzen).

NDP Zu 2.4.2.2 (3)

Für die Bestimmung von Spaltzugbewehrung ist $\gamma_{\text{P, unfav}} = 1,35$ (ständige Last) zu verwenden.

NDP Zu 2.4.2.3 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $\gamma_{\text{F, fat}} = 1,0$

NDP Zu 2.4.2.4 (1)**Tabelle NA.2.1 — Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit**

Bemessungssituationen	γ_c für Beton	γ_s für Betonstahl oder Spannstahl
ständig und vorübergehend	1,5	1,15
außergewöhnlich	1,3	1,0

NDP Zu 2.4.2.4 (2)

Es gelten die empfohlenen Werte $\gamma_c = 1,0$ und $\gamma_s = 1,0$.

NDP Zu 2.4.2.5 (2)

Bei Bohrpfehlen, deren Herstellung nach DIN EN 1536 erfolgt, ist für $k_f = 1,0$ einzusetzen. In allen anderen Fällen gilt: $k_f = 1,1$.

NCI Zu 2.6 (2)

ANMERKUNG 1 Der informative Anhang G ist in Deutschland nicht verbindlich.

NCI Zu 2.8**NA.2.8 Bautechnische Unterlagen****NA.2.8.1 Umfang der bautechnischen Unterlagen**

(1) Zu den bautechnischen Unterlagen gehören die für die Ausführung des Bauwerks notwendigen Zeichnungen, die statische Berechnung und – wenn für die Bauausführung erforderlich – eine ergänzende Projektbeschreibung sowie bauaufsichtlich erforderliche Verwendbarkeitsnachweise für Bauprodukte bzw. Bauarten (z. B. allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen).

(2) Zu den bautechnischen Unterlagen gehören auch Angaben über den Zeitpunkt und die Art des Vorspannens, das Herstellungsverfahren sowie das Spannprogramm.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NA.2.8.2 Zeichnungen**

(1)P Die Bauteile, die einzubauende Betonstahlbewehrung und die Spannglieder sowie alle Einbauteile sind auf den Zeichnungen eindeutig und übersichtlich darzustellen und zu bemaßen. Die Darstellungen müssen mit den Angaben in der statischen Berechnung übereinstimmen und alle für die Ausführung der Bauteile und für die Prüfung der Berechnungen erforderlichen Maße enthalten.

(2)P Auf zugehörige Zeichnungen ist hinzuweisen. Bei nachträglicher Änderung einer Zeichnung sind alle von der Änderung ebenfalls betroffenen Zeichnungen entsprechend zu berichtigen.

(3)P Auf den Bewehrungszeichnungen sind insbesondere anzugeben:

- die erforderliche Festigkeitsklasse, die Expositionsclassen und weitere Anforderungen an den Beton,
- die Betonstahlsorte und die Spannstahlsorte,
- Anzahl, Durchmesser, Form und Lage der Bewehrungsstäbe; gegenseitiger Abstand und Übergreifungslängen an Stößen und Verankerungslängen; Anordnung, Maße und Ausbildung von Schweißstellen; Typ und Lage der mechanischen Verbindungsmittel,
- Rüttelgassen, Lage von Betonieröffnungen,
- das Herstellungsverfahren der Vorspannung; Anzahl, Typ und Lage der Spannglieder sowie der Spanngliedverankerungen und Spanngliedkopplungen sowie Anzahl, Durchmesser, Form und Lage der zugehörigen Betonstahlbewehrung; Typ und Durchmesser der Hüllrohre; Angaben zum Einpressmörtel,
- bei gebogenen Bewehrungsstäben die erforderlichen Biegerolldurchmesser,
- Maßnahmen zur Lagesicherung der Betonstahlbewehrung und der Spannglieder sowie Anordnung, Maße und Ausführung der Unterstützungen der oberen Betonstahlbewehrungslage und der Spannglieder,
- das Verlegemaß c_v der Bewehrung, das sich aus dem Nennmaß der Betondeckung c_{nom} ableitet, sowie das Vorhaltemaß Δc_{dev} der Betondeckung,
- die Fugenausbildung,
- gegebenenfalls besondere Maßnahmen zur Qualitätssicherung.

NA.2.8.3 Statische Berechnungen

(1)P Das Tragwerk und die Lastabtragung sind zu beschreiben. Die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der baulichen Anlage und ihrer Bauteile sind in der statischen Berechnung übersichtlich und leicht prüfbar nachzuweisen. Mit numerischen Methoden erzielte Rechenergebnisse sollten grafisch dargestellt werden.

(2) Für Regeln, die von den in dieser Norm angegebenen Anwendungsregeln abweichen, und für abweichende außergewöhnliche Gleichungen ist die Fundstelle anzugeben, sofern diese allgemein zugänglich ist, sonst sind die Ableitungen so weit zu entwickeln, dass ihre Richtigkeit geprüft werden kann.

NA.2.8.4 Baubeschreibung

(1)P Angaben, die für die Bauausführung oder für die Prüfung der Zeichnungen oder der statischen Berechnung notwendig sind, aber aus den Unterlagen nach NA.2.8.2 und NA.2.8.3 nicht ohne Weiteres entnommen werden können, müssen in einer Baubeschreibung enthalten und erläutert sein. Dazu gehören auch die erforderlichen Angaben für Beton mit gestalteten Ansichtsflächen.

NCI Zu 3.1.1

(NA.3) 3.1 und 11.3.1 gelten für Beton nach DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2.

NDP Zu 3.1.2 (2)P

$$C_{\max} = C100/115$$

ANMERKUNG Für die Herstellung von Beton der Festigkeitsklassen C90/105 und C100/115 bedarf es nach DIN 1045-2 weiterer auf den Verwendungszweck abgestimmter Nachweise.

NDP Zu 3.1.2 (4)

Der Wert k_t muss entsprechend der Festigkeitsentwicklung im Einzelfall festgelegt werden.

NCI Zu 3.1.2 (6)

Für hochfeste Betone gilt für alle Zemente $s = 0,20$.

NCI Zu 3.1.3

Eine Spalte für C100/115 in Tabelle 3.1 wird ergänzt:

f_{ck}	N/mm ²	100
$f_{ck,cube}$	N/mm ²	115
f_{cm}	N/mm ²	108
f_{ctm}	N/mm ²	5,2
$f_{ctk;0,05}$	N/mm ²	3,7
$f_{ctk;0,95}$	N/mm ²	6,8
$E_{cm} (10^{-3})$	N/mm ²	45
ε_{c1}	‰	2,8
ε_{cu1}	‰	2,8
ε_{c2}	‰	2,6
ε_{cu2}	‰	2,6
n	—	1,4
ε_{c3}	‰	2,4
ε_{cu3}	‰	2,6

Die Fußnoten 1) an $f_{ck} = 12$ und 2) an $f_{ck} = 100$ werden ergänzt:

- 1) Die Festigkeitsklasse C12/15 darf nur bei vorwiegend ruhenden Einwirkungen verwendet werden.
- 2) Die analytischen Beziehungen interpolieren nur bis C90/105. Die Werte für C100/115 wurden unabhängig davon festgelegt.

NCI Zu 3.1.4 (2)

ANMERKUNG Die Endkriechzahlen und Schwinddehnungen dürfen als zu erwartende Mittelwerte angesehen werden. Die mittleren Variationskoeffizienten für die Vorhersage der Endkriechzahl und der Schwinddehnung liegen bei etwa 30 %. Für gegenüber Kriechen und Schwinden empfindliche Tragwerke sollte die mögliche Streuung dieser Werte berücksichtigt werden.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01

NCI Zu 3.1.4 (5)

ANMERKUNG u – bei Hohlkästen einschließlich 50 % des inneren Umfangs.

NCI Zu 3.1.4 (6)

ANMERKUNG zu Tabelle 3.2:

Weitere Nennwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ sind für die Zementklassen S, N, R und die Luftfeuchten RH = 40 % bis RH = 90 % im Anhang B als Tabellen NA.B.1 bis NA.B.3 ergänzt.

NCI Zu 3.1.5 (1)

Für Rotationsnachweise nach 5.6.3, für das Allgemeine Verfahren Theorie II. Ordnung nach 5.8.6 oder für nichtlineare Verfahren nach 5.7, sind für f_{cm} die dort angegebenen Werte zu verwenden.

NCI Zu 3.1.5 (2)

D.h. sie müssen dem in Absatz (1) beschriebenen Ansatz gleichwertig sein.

NDP Zu 3.1.6 (1)P

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

In begründeten Fällen (z. B. Kurzzeitbelastung) dürfen auch höhere Werte für α_{cc} mit $\alpha_{cc} \leq 1$ angesetzt werden.

NDP Zu 3.1.6 (2)P

$$\alpha_{ct} = 0,85$$

$$\alpha_{ct} = 1,0 \text{ bei Ermittlung der Verbundspannungen } f_{bd} \text{ nach 8.4.2 (2)}$$

NCI Zu 3.1.7 (3)

Die Gleichungen (3.20) und (3.22) dürfen auch bis $f_{ck} \leq 100 \text{ N/mm}^2$ verwendet werden.

NCI Zu 3.2.1 (1)P

Dieser Abschnitt gilt für Betonstahlprodukte im Lieferzustand nach den Normen der Reihe DIN 488 oder nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen. Für Betonstahl, der in Ringen produziert wurde, gelten die Anforderungen für den Zustand nach dem Richten.

NCI Zu 3.2.1 (3)P

Bei der Verwendung anderer Betonstähle, die nicht den Normen der Reihe DIN 488 entsprechen, sind Zulassungen erforderlich.

NCI Zu 3.2.1 (4)P

Betonstähle nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung dürfen für Betone ab C70/85 nur verwendet werden, sofern dies in der Zulassung geregelt ist.

ANMERKUNG Die charakteristischen Streckgrenzen f_{yk} und R_e nach den Normen der Reihe DIN 488 sind identisch.

NCI Zu 3.2.1 (5)

ANMERKUNG Für die Verwendung von Gitterträgern sind die jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen zu beachten.

NCI Zu 3.2.2 (1)P

Sofern relevant, gelten die Eigenschaften der Betonstähle gleichermaßen für Zug- und Druckbeanspruchung. Für Stähle mit Eigenschaften, die von den Normen der Reihe DIN 488 abweichen, können andere als die in dieser Norm angegebenen Festlegungen und konstruktiven Regeln notwendig sein.

Für Betonstähle nach Zulassungen sind die Duktilitätsmerkmale (normalduktil oder hochduktil) darin geregelt. Falls dort keine entsprechenden Festlegungen getroffen sind, sind die Betonstähle als normalduktil (A) einzustufen.

Soweit in den Normen der Reihe DIN 488 oder in den Zulassungen nicht abweichend festgelegt, darf für die Bemessung die Wärmedehnzahl mit $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ angenommen werden.

ANMERKUNG 1 gilt in Deutschland nicht.

Zu ANMERKUNG 2 wird ergänzt: Maßgebend sind Produktnormen für Betonstahl und Betonfertigteile.

NDP Zu 3.2.2 (3)P

Die Anwendungsregeln in diesem Eurocode gelten für Betonstähle mit der Streckgrenze $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

NCI Zu 3.2.2 (5)

Anmerkung wird ersetzt:

ANMERKUNG Die entsprechenden Quantilwerte für die bezogene Rippenfläche f_R sind den Normen der Reihe DIN 488 oder den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen zu entnehmen.

NCI Zu 3.2.2 (6)P

Anmerkung wird ersetzt:

ANMERKUNG Die Normen der Reihe DIN 488 enthalten die Anforderungen an die Biegefähigkeit von Betonstahl-erzeugnissen.

NCI Zu 3.2.4 (1)P

Die Duktilität wird ggf. auch durch das Verhältnis der im Zugversuch ermittelten Streckgrenze zum Nennwert der Streckgrenze $f_{y,ist} / f_{yk}$ definiert (siehe DIN 488-1).

NCI Zu 3.2.4 (2)

ANMERKUNG wird ersetzt:

ANMERKUNG Die Werte für $k = (f_t / f_y)_k$, ϵ_{uk} und ggf. $f_{y,ist} / f_{yk}$ für die Duktilitätsklassen A und B sind in DIN 488 angegeben. Betonstähle der Duktilitätsklasse C werden durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelt.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 3.2.5 (1)P**

Betonstähle müssen eine Schweißeignung aufweisen, die für die vorgesehene Verbindung und die in Tabelle 3.4 genannten Schweißverfahren ausreicht.

NCI Zu 3.2.5 (1)P, Tabelle 3.4

Das Widerstandspunktschweißen ist bei nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen nicht zugelassen. Zu beachten ist DIN EN ISO 17660-1.

Es gelten folgende Kurzbezeichnungen und Ordnungsnummern der Schweißverfahren nach DIN EN ISO 4063:

Tabelle NA.3.4.1 — Kurzbezeichnungen und Ordnungsnummern der Schweißverfahren nach DIN EN ISO 4063

Schweißverfahren	Kurzbezeichnung	Ordnungsnummer
Abbrennstumpfschweißen	RA	24
Lichtbogenhandschweißen	E	111
Metall-Lichtbogenschweißen	MF	114
Metall-Aktivgasschweißen	MAG	135 136
Reibschweißen	FR	42
Widerstandspunktschweißen	RP	21

Ergänzung zu Fußnote 1):

Als näherungsweise gleich gelten benachbarte Stabdurchmesser, die sich nur durch eine Durchmessergröße unterscheiden.

NCI Zu 3.2.6 (1)P

Die Kennwerte der Ermüdungsfestigkeit für Betonstahlprodukte können DIN 488-1 oder einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung entnommen werden.

NDP Zu 3.2.7 (2)

$$\varepsilon_{ud} = 0,025$$

Für B500A und B500B darf für $f_{tk,cal} = 525 \text{ N/mm}^2$ (rechnerische Zugfestigkeit bei $\varepsilon_{ud} = 0,025$) angenommen werden.

NCI Zu 3.2.7 (2)

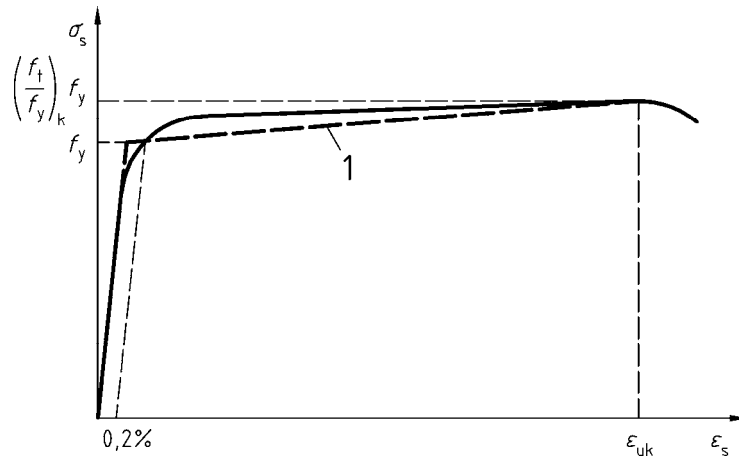
Anmerkung 2 wird ersetzt:

ANMERKUNG 2 Der Mindestwert für $(f_t / f_y)_k$ ist in DIN 488-1 enthalten.

NCI Zu 3.2.7

(NA.5) Bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung ist in der Regel eine wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild NA.3.8.1 mit $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{uk}$ anzusetzen.

Vereinfachend darf auch ein bilinear idealisierter Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie (siehe Bild NA.3.8.1) angenommen werden. Dabei darf für f_y der Rechenwert f_{yR} nach den NCI zu 5.7 angenommen werden.

**Legende**

1 idealisierter Verlauf

Bild NA.3.8.1 — Spannungs-Dehnungsline des Betonstahls für die Schnittgrößenermittlung

NCI Zu 3.3.1 (1)P

Für die Spannstähle, das Herstellungsverfahren, die Eigenschaften, die Prüfverfahren und das Verfahren zum Übereinstimmungsnachweis gelten bis zur bauaufsichtlichen Einführung von DIN EN 10138 die Festlegungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

NCI Zu 3.3.1 (3)

Es gelten die Festlegungen der Zulassungen.

NCI Zu 3.3.1 (4)

Die Anforderungen gelten für das Erzeugnis im Lieferzustand. Es gelten die Festlegungen der Zulassungen.

NCI Zu 3.3.2 (4)P

Es gelten die Festlegungen der Zulassungen.

NDP Zu 3.3.4 (5)

Es gilt der empfohlene Wert $k = 1,1$.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 3.3.4**

(NA.6) Es darf im Allgemeinen angenommen werden, dass Spannglieder im nachträglichen Verbund und Spannglieder ohne Verbund eine hohe Duktilität und Spannglieder im sofortigen Verbund eine normale Duktilität aufweisen.

NDP Zu 3.3.6 (7)

$$\varepsilon_{ud} = \varepsilon_p^{(0)} + 0,025 \leq 0,9\varepsilon_{uk}$$

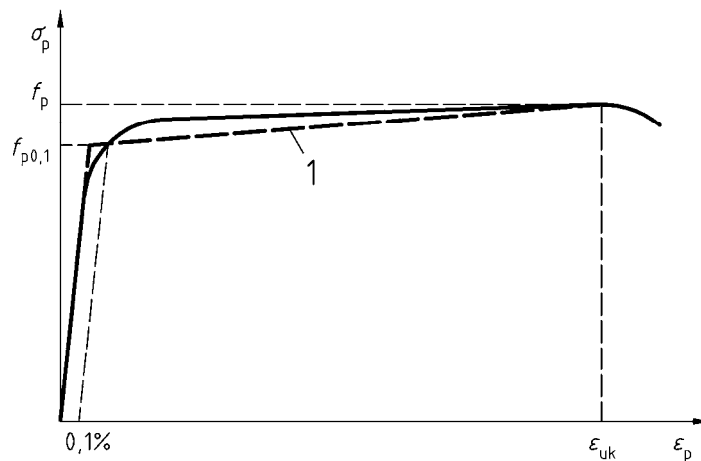
Dabei ist $\varepsilon_p^{(0)}$ die Vordehnung des Spannstahls.

Das Verhältnis $f_{p0,1k}/f_{pk}$ ist der Zulassung des Spannstahls bzw. DIN EN 10138 zu entnehmen.

NCI Zu 3.3.6

(NA.8) Für die Bemessung darf die Wärmedehnzahl mit $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ angenommen werden.

(NA.9) Bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung ist in der Regel eine wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild NA.3.10.1 anzunehmen. Vereinfachend darf der idealisierte bilineare Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild NA.3.10.1 angesetzt werden. Hierbei dürfen für $f_{p0,1}$ und f_p die Rechenwerte $f_{p0,1R}$ bzw. f_{pR} nach den NCI zu 5.7 angenommen werden.

**Legende**

1 idealisierter Verlauf

Bild NA.3.10.1 — Spannungs-Dehnungsline des Spannstahls für die Schnittgrößenermittlung

NCI Zu 3.4.1

Abschnitt wird wie folgt ersetzt:

(1)P Für die Verwendung von Spannverfahren in tragenden Bauteilen ist stets eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

NCI Zu 3.4.2.2 (1)

Die Verankerungen und Umlenkstellen müssen der Zulassung für das verwendete Spannverfahren entsprechen.

NCI Zu 4.1(4)

ANMERKUNG wird ersetzt:

ANMERKUNG Die Mindestbetondruckfestigkeitsklassen sind im normativen Anhang E festgelegt.

NCI Zu 4.2, Tabelle 4.1

Zeile 1: X0 – sehr geringe Luftfeuchte bedeutet $RH \leq 30 \%$.

Zeile 3: XD3 — Ausführung von Parkdecks nur mit zusätzlichen Maßnahmen (z. B. rissüberbrückende Beschichtung, siehe DAfStb-Heft 600)

ANMERKUNG 2 Die Expositionsklasse XM wird in 4.4.1.2 (13) definiert.

ANMERKUNG 3 Die Feuchteangaben beziehen sich auf den Zustand innerhalb der Betondeckung der Bewehrung. Im Allgemeinen kann angenommen werden, dass die Bedingungen in der Betondeckung den Umgebungsbedingungen des Bauteils entsprechen. Dies braucht nicht der Fall zu sein, wenn sich zwischen dem Beton und seiner Umgebung eine Sperrschicht befindet.

ANMERKUNG 4 Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischem Angriff sind in DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 angegeben.

ANMERKUNG 5 Weitere informative Beispiele für die Zuordnung enthält DIN 1045-2.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01

Ergänzt wird die Nummer NA.7 „Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion“:

1	2	3
Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
NA.7 Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion Anhand der zu erwartenden Umgebungsbedingungen ist der Beton einer der vier folgenden Feuchtigkeitsklassen zuzuordnen.		
WO	Beton, der nach normaler Nachbehandlung nicht längere Zeit feucht und nach dem Austrocknen während der Nutzung weitgehend trocken bleibt.	— Innenbauteile des Hochbaus; — Bauteile, auf die Außenluft, nicht jedoch z. B. Niederschläge, Oberflächenwasser, Bodenfeuchte einwirken können und/oder die nicht ständig einer relativen Luftfeuchte von mehr als 80 % ausgesetzt werden.
WF	Beton, der während der Nutzung häufig oder längere Zeit feucht ist.	— Ungeschützte Außenbauteile, die z. B. Niederschlägen, Oberflächenwasser oder Bodenfeuchte ausgesetzt sind; — Innenbauteile des Hochbaus für Feuchträume, wie z. B. Hallenbäder, Wäschereien und andere gewerbliche Feuchträume, in denen die relative Luftfeuchte überwiegend höher als 80 % ist; — Bauteile mit häufiger Taupunktunterschreitung, wie z. B. Schornsteine, Wärmeübertragerstationen, Filterkammern und Viehställe; — Massige Bauteile gemäß DAfStb-Richtlinie "Massige Bauteile aus Beton", deren kleinste Abmessung 0,80 m überschreitet (unabhängig vom Feuchtezutritt).
WA	Beton, der zusätzlich zu der Beanspruchung nach Klasse WF häufiger oder langzeitiger Alkalizufuhr von außen ausgesetzt ist.	— Bauteile mit Meerwassereinwirkung; — Bauteile unter Tausalzeinwirkung ohne zusätzliche hohe dynamische Beanspruchung (z. B. Spritzwasserbereiche, Fahr- und Stellflächen in Parkhäusern); — Bauteile von Industriebauten und landwirtschaftlichen Bauwerken (z. B. Güllebehälter) mit Alkalisalzeinwirkung.
WS	Beton, der hoher dynamischer Beanspruchung und direktem Alkalieintrag ausgesetzt ist.	Bauteile unter Tausalzeinwirkung mit zusätzlicher hoher dynamischer Beanspruchung (z. B. Betonfahrbahnen)

NCI Zu 4.3 (2)P

ANMERKUNG Eine angemessene Dauerhaftigkeit des Tragwerks gilt als sichergestellt, wenn neben den Anforderungen aus den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit und den konstruktiven Regeln der Abschnitte 8 und 9 die Anforderungen dieses Abschnittes sowie die Anforderungen an die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Betons nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 und an die Bauausführung nach DIN 1045-3 bzw. E DIN EN 13670 erfüllt sind.

NCI Zu 4.4.1.1 (2)P

Auf den Bewehrungszeichnungen sollte das Verlegemaß der Bewehrung c_v , das sich aus dem Nennmaß der Betondeckung c_{nom} ableitet, sowie das Vorhaltemaß Δc_{dev} der Betondeckung angegeben werden (siehe NA 2.8.2 (3)P).

NDP Zu 4.4.1.2 (3)

Spannglieder im nachträglichen Verbund:

- runde Hüllrohre: $c_{\min,b} = \phi_{\text{duct}} \leq 80 \text{ mm}$
- rechteckige Hüllrohre $a \cdot b$ ($a \leq b$): $c_{\min,b} = \max\{a; b / 2\} \leq 80 \text{ mm}$

Spannglieder im sofortigen Verbund bei Ansatz der Verbundspannungen nach 8.10.2.2:

- Litzen, profilierte Drähte: $c_{\min,b} = 2,5 \phi_p$

NDP Zu 4.4.1.2 (5)

Es gelten die Tabellen NA.4.3, NA.4.4 und NA.4.5.

ANMERKUNG In Deutschland wird Beton der Zusammensetzung nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 verwendet. Die Festigkeit und Dichtheit des Betons im oberflächennahen Bereich wird durch die Nachbehandlung nach DIN 1045-3 bzw. E DIN EN 13670 sichergestellt. Nach nationalen Erfahrungen entspricht die Anforderungsklasse S3 einer Nutzungsdauer von 50 Jahren.

Tabelle NA.4.3 — Modifikation für $c_{\min,dur}$

Kriterium	Expositionsklasse nach Tabelle 4.1						
	X0 XC1	XC2	XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
Druckfestigkeitsklasse ^a	0	≥ C25/30	≥ C30/37	≥ C35/45	≥ C40/50 ^b	≥ C45/55 ^b	≥ C45/55 ^b
		–5 mm					
^a Es wird davon ausgegangen, dass die Druckfestigkeitsklasse und der Wasserzementwert einander zugeordnet werden dürfen.							
^b Die geforderten Druckfestigkeitsklassen dürfen um eine Klasse reduziert werden, wenn unter Zugabe eines Luftporenbildners Poren mit einem Mindestluftgehalt nach DIN 1045-2 für XF-Klassen erzeugt werden.							

Tabelle NA.4.4 — Mindestbetondeckung $c_{\min,dur}$ – Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Betonstahl nach DIN 488

Dauerhaftigkeitsanforderung für $c_{\min,dur}$ mm							
Anforderungs- klasse	Expositions-klasse nach Tabelle 4.1						
	(X0)	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S3 → $c_{\min,dur}$	(10)	10	20	25	30	35	40
$\Delta c_{dur, \gamma}$	0				+10	+5	0

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**Tabelle NA.4.5 — Mindestbetondeckung $c_{\min, \text{dur}}$ – Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Spannstahl**

Dauerhaftigkeitsanforderung für $c_{\min, \text{dur}}$ mm							
Anforderungsklasse	Expositionsklasse nach Tabelle 4.1						
	(X0)	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S3 → $c_{\min, \text{dur}}$	(10)	20	30	35	40	45	50
$\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$	0				+10	+5	0

NDP Zu 4.4.1.2 (6)

Das Sicherheitselement $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$ ist anzusetzen. Für die Werte $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$ siehe Tabelle NA.4.4 und NA.4.5.

NDP Zu 4.4.1.2 (7)

Für die Abminderung der Betondeckung $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$ gelten die Festlegungen der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des nichtrostenden Stahls.

NDP Zu 4.4.1.2 (8)

$\Delta c_{\text{dur}, \text{add}} = 0$ mm ohne Spezifikation

$\Delta c_{\text{dur}, \text{add}} = 10$ mm für Expositionsklassen XD bei dauerhafter, rissüberbrückender Beschichtung (siehe DAfStb-Heft 600)

NCI Zu 4.4.1.2 (9)

Die Werte $c_{\min}$ dürfen an den der Fuge zugewandten Rändern auf 5 mm im Fertigteil und auf 10 mm im Ort beton verringert werden. In diesen Fällen darf auf das Vorhaltemaß verzichtet werden. Die Bedingungen zur Sicherstellung des Verbundes nach 4.4.1.2 (3) müssen jedoch eingehalten werden, sofern die Bewehrung im Bauzustand ausgenutzt wird.

Werden bei rau oder verzahnt ausgeführten Verbundfugen Bewehrungsstäbe direkt auf die Fugenoberfläche aufgelegt, so sind für den Verbund dieser Stäbe nur mäßige Verbundbedingungen nach 8.4.2 (2) anzusetzen. Die Dauerhaftigkeit der Bewehrung ist jedoch durch das erforderliche Nennmaß der Betondeckung im Bereich von Elementfugen bei Halbfertigteilen sicherzustellen.

NDP Zu 4.4.1.2 (13)

Es gelten die empfohlenen Werte $k_1 = 5$ mm, $k_2 = 10$ mm und $k_3 = 15$ mm.

ANMERKUNG Die Bauteile von Industrieanlagen sind tragende bzw. aussteifende Industrieböden. Anforderungen an die Betonzusammensetzung für die XM-Klassen ohne Opferbeton sind in DIN 1045-2 geregelt.

NDP Zu 4.4.1.3 (1)P

— für Dauerhaftigkeit mit $c_{\min, \text{dur}}$ nach 4.4.1.2 (5): $\Delta c_{\text{dev}} = 15$ mm (außer für XC1: $\Delta c_{\text{dev}} = 10$ mm)

— für Verbund mit $c_{\min, \text{b}}$ nach 4.4.1.2 (3): $\Delta c_{\text{dev}} = 10$ mm

NCI Zu 4.4.1.3 (2)

ANMERKUNG Bis zur bauaufsichtlichen Einführung von DIN EN 13670 gilt DIN 1045-3.

NDP Zu 4.4.1.3 (3)

Anmerkung wird ersetzt:

ANMERKUNG Das Vorhaltemaß Δc_{dev} darf um 5 mm abgemindert werden, wenn dies durch eine entsprechende Qualitätskontrolle bei Planung, Entwurf, Herstellung und Bauausführung gerechtfertigt werden kann (siehe z. B. DBV-Merkblätter „Betondeckung und Bewehrung“, „Unterstützungen“ und „Abstandhalter“).

NDP Zu 4.4.1.3 (4)

$k_1 = 20$ mm bei unebener Sauberkeitsschicht

$k_2 = 50$ mm

NCI Zu 5.1.1 (3)

Der informative Anhang F ist in Deutschland nicht verbindlich.

NCI Zu 5.1.1

(NA.8)P Alle Berechnungsverfahren der Schnittgrößenermittlung müssen sicherstellen, dass die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind.

(NA.9)P Wenn die Verträglichkeitsbedingungen nicht unmittelbar für die jeweiligen Grenzzustände nachgewiesen werden, muss sichergestellt werden, dass das Tragwerk bis zum Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit ausreichend verformungsfähig ist und ein unzulässiges Verhalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ausgeschlossen ist.

(NA.10)P Der Gleichgewichtszustand wird im Allgemeinen am nichtverformten Tragwerk nachgewiesen (Theorie I. Ordnung). Wenn jedoch die Tragwerksauslenkungen zu einem wesentlichen Anstieg der Schnittgrößen führen, muss der Gleichgewichtszustand am verformten Tragwerk nachgewiesen werden (Theorie II. Ordnung).

(NA.11)P Die Auswirkungen zeitlicher Einflüsse (z. B. Kriechen, Schwinden des Betons) auf die Schnittgrößen sind zu berücksichtigen, wenn sie von Bedeutung sind.

(NA.12) Für Tragwerke mit vorwiegend ruhender Belastung dürfen die Auswirkungen der Belastungsgeschichte im Allgemeinen vernachlässigt werden. Es darf von einer gleichmäßigen Steigerung der Belastung ausgegangen werden.

(NA.13) Übliche Berechnungsverfahren für Plattenschnittgrößen mit Ansatz gleicher Steifigkeiten in beiden Richtungen gelten nur, wenn der Abstand der Längsbewehrung zur zugehörigen Querbewehrung in der Höhe 50 mm nicht überschreitet.

(NA.14) Berechnungsverfahren mit plastischen Umlagerungen sind bei Bauteiltemperaturen unter -20 °C wegen der abnehmenden Duktilitätseigenschaften der Stähle nicht ohne weitere Nachweise anwendbar.

NCI Zu 5.1.2 (1)P

Der informative Anhang G ist in Deutschland nicht verbindlich.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NDP Zu 5.1.3 (1)P**

Die bei den Nachweisen in den GZT in Betracht zu ziehenden Bemessungssituationen sind in DIN EN 1990 angegeben.

NCI Zu 5.1.3

(NA.2) Bei durchlaufenden Platten und Balken darf für ein und dieselbe unabhängige ständige Einwirkung (z. B. Eigenlast) entweder der obere oder der untere Wert γ_G in allen Feldern gleich angesetzt werden. Dies gilt nicht für den Nachweis der Lagesicherheit nach DIN EN 1990.

(NA.3) Die maßgebenden Querkkräfte dürfen bei üblichen Hochbauten für Vollbelastung aller Felder ermittelt werden, wenn das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder mit annähernd gleicher Steifigkeit $0,5 < l_{\text{eff},1} / l_{\text{eff},2} < 2,0$ beträgt.

(NA.4) Bei nicht vorgespannten durchlaufenden Bauteilen des üblichen Hochbaus brauchen, mit Ausnahme des Nachweises der Lagesicherheit nach DIN EN 1990, Bemessungssituationen mit günstig wirkenden ständigen Einwirkungen bei linear-elastischer Berechnung nicht berücksichtigt zu werden, wenn die Konstruktionsregeln für die Mindestbewehrung eingehalten werden.

NCI Zu 5.1.4

(NA.4)P Der Gleichgewichtszustand von Tragwerken mit stabförmigen Bauteilen oder Wänden unter Längsdruck und insbesondere der Gleichgewichtszustand dieser Bauteile selbst muss unter Berücksichtigung der Auswirkung von Bauteilverformungen nachgewiesen werden, wenn diese die Tragfähigkeit um mehr als 10 % verringern. Dies gilt für jede Richtung, in der ein Versagen nach Theorie II. Ordnung auftreten kann.

NCI Zu 5.2 (1)P

Die einzelnen aussteifenden Bauteile sind für Schnittgrößen zu bemessen, die sich aus der Berechnung am Gesamttragwerk ergeben, wobei die Auswirkungen der Einwirkungen und Imperfektionen am Tragwerk als Ganzem einzubeziehen sind.

Der Einfluss der Tragwerksimperfektionen darf durch den Ansatz geometrischer Ersatzimperfektionen erfasst werden.

NDP Zu 5.2 (5)

— allgemein: $\theta_0 = 1 / 200$ mit $0 \leq \alpha_h = 2 / \sqrt{l} \leq 1,0$

— für Auswirkungen auf Decken- bzw. Dachscheiben: $\theta_0 = 0,008 / \sqrt{(2m)}$ mit $\alpha_h = \alpha_m = 1$

NCI Zu 5.2 (6), zweiter Anstrich

Für m dürfen nur vertikale Bauteile angesetzt werden, die mindestens 70 % des Bemessungswerts der mittleren Längskraft $N_{\text{Ed},m} = F_{\text{Ed}} / n$ aufnehmen, worin F_{Ed} die Summe der Bemessungswerte der Längskräfte aller nebeneinander liegenden lotrechten Bauteile im betrachteten Geschoss bezeichnet.

NCI Zu 5.2 (8)

Für die Schiefstellung θ_i in den Gleichungen (5.5) und (5.6) ist $\theta_i = 0,008 / \sqrt{(2m)}$ in Bogenmaß anzunehmen (siehe 5.2 (5)).

Dabei ist

m die Anzahl der auszusteifenden Tragwerksteile im betrachteten Geschoss.

NCI Zu 5.3.1 (6)

Die Schnittgrößenermittlung für diese Decken als Vollplatte ist auf die Verfahren nach 5.4 und 5.5 beschränkt.

Der letzte Satz findet keine Anwendung.

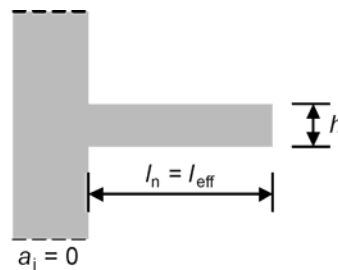
ANMERKUNG In 10.9.3 (11) werden diese Deckensysteme für Fertigteile behandelt.

NCI Zu 5.3.2.1 (2)

Bild 5.2 gilt bei annähernd gleichen Steifigkeiten und annähernd gleicher Belastung für ein Stützweitenverhältnis benachbarter Felder im Bereich von $0,8 < l_1 / l_2 < 1,25$. Für kurze Kragarme (in Bezug auf das angrenzende Feld) sollte die wirksame Stützweite l_0 ermittelt werden zu $l_0 = 1,5/l_3$.

NCI Zu 5.3.2.2 (1)

Bild 5.4f) wird ergänzt:



f) freier Kragträger

NCI Zu 5.3.2.2 (3)

Bei indirekter Lagerung ist dies nur zulässig, wenn das stützende Bauteil eine Vergrößerung der statischen Nutzhöhe des gestützten Bauteils mit einer Neigung von mindestens 1:3 zulässt.

ANMERKUNG Definition direkte / indirekte Auflagerung siehe NA 1.5.2.26.

NCI Zu 5.4 (2), i)

Es dürfen jedoch auch die Steifigkeiten der gerissenen Querschnitte (Zustand II) verwendet werden.

NCI Zu 5.4

(NA.4) Im Allgemeinen sind keine besonderen Maßnahmen zur Sicherstellung angemessener Verformungsfähigkeit erforderlich, sofern sehr hohe Bewehrungsgrade in den kritischen Abschnitten der Bauteile vermieden und die Anforderungen bezüglich der Mindestbewehrung erfüllt werden.

(NA.5) Für Durchlaufträger, bei denen das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder mit annähernd gleichen Steifigkeiten $0,5 < l_{eff,1} / l_{eff,2} < 2,0$ beträgt, in Riegeln von Rahmen und in sonstigen Bauteilen, die vorwiegend auf Biegung beansprucht sind, einschließlich durchlaufender, in Querrichtung kontinuierlich gestützter Platten, sollte x_d / d den Wert 0,45 bis C50/60 und 0,35 ab C55/67 nicht übersteigen, sofern keine geeigneten konstruktiven Maßnahmen getroffen oder andere Nachweise zur Sicherstellung ausreichender Duktilität geführt werden.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 5.5 (3)**

Für die Ermittlung von Querkraft, Drillmoment und Auflagerreaktion bei Platten darf im üblichen Hochbau entsprechend dem Momentenverlauf nach Umlagerung eine lineare Interpolation zwischen den Beanspruchungen bei voll eingespanntem Rand und denen bei gelenkig gelagertem Rand vorgenommen werden.

NDP Zu 5.5 (4)

$$k_1 = 0,64 \quad k_2 = 0,8$$

$$k_3 = 0,72 \quad k_4 = 0,8$$

$$k_5 = 0,7 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad \text{und } k_5 = 0,8 \quad \text{für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

$$k_6 = 0,85 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad \text{und } k_6 = 1,0 \quad \text{für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

NCI Zu 5.5 (5)

Bei verschieblichen Rahmen, Tragwerken aus unbewehrtem Beton und solchen, die aus vorgefertigten Segmenten mit unbewehrten Kontaktfugen bestehen, ist keine Umlagerung zugelassen.

NCI Zu 5.6.1

(NA.5) Bei Scheiben dürfen Verfahren nach der Plastizitätstheorie stets (also auch bei Verwendung von Stahl mit normaler Duktilität) ohne direkten Nachweis des Rotationsvermögens angewendet werden.

NCI Zu 5.6.2 (2)

Dieser vereinfachte Nachweis ist nur für zweiachsig gespannte Platten zulässig. Die Druckzonenhöhe x_u ist dabei mit den Bemessungswerten der Einwirkungen und der Baustofffestigkeiten zu ermitteln.

NCI Zu 5.6.2 (4)

Bewehrungsstöße in plastischen Zonen sind nicht gestattet.

NCI Zu 5.6.2 (5)

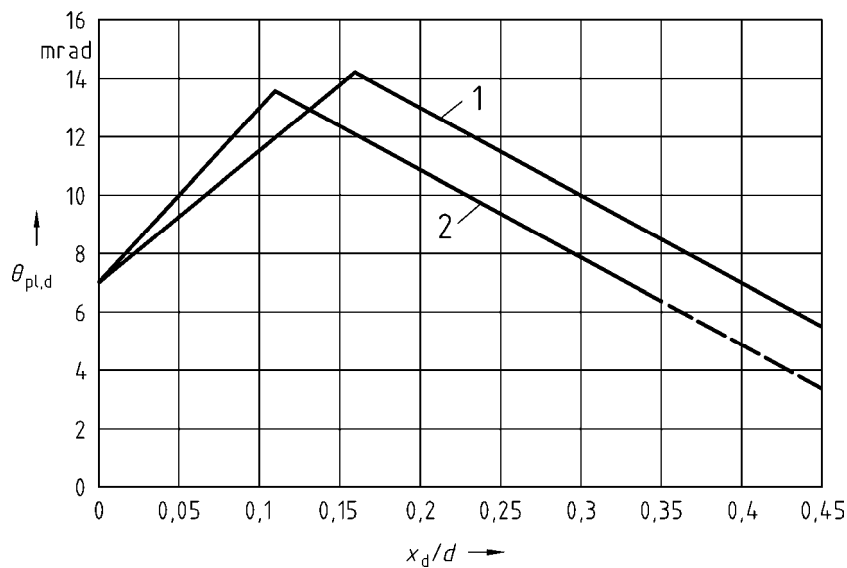
Absatz (5) ist in Deutschland nicht anzuwenden.

NCI Zu 5.6.2

(NA.6)P Bei Anwendung der Plastizitätstheorie für stabförmige Bauteile und Platten darf Betonstahl mit normaler Duktilität (Klasse A) nicht verwendet werden.

NDP Zu 5.6.3 (4)

Es gilt Bild NA.5.6.

**Legende**

- 1 für C12/15 bis C50/60
 2 für C100/115

Bild NA.5.6 — Grundwert der zulässigen plastischen Rotation $\theta_{pl,d}$ von Stahlbetonquerschnitten (Schubslankheit $\lambda = 3,0$)

ANMERKUNG wird ersetzt:

ANMERKUNG Die Werte nach Bild NA.5.6 gelten für Betonstahl B500B sowie für die Betonfestigkeitsklassen $\leq$ C50/60 bzw. C100/115.

Die Werte für die Betonfestigkeitsklassen C55/67 bis C100/115 dürfen entsprechend interpoliert werden. Die Werte gelten für eine Schubslankheit $\lambda = 3,0$. Für abweichende Werte der Schubslankheit ist in der Regel $\theta_{pl,d}$ mit k_λ zu multiplizieren:

$$k_\lambda = \sqrt{(\lambda / 3)} \quad (5.11N)$$

Dabei ist λ das Verhältnis aus dem Abstand zwischen Momentennullpunkt und Momentenmaximum nach Umlagerung und der statischen Nutzhöhe d .

Vereinfacht darf λ dabei aus den Bemessungswerten des Biegemoments und der zugehörigen Querkraft berechnet werden:

$$\lambda = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot d) \quad (5.12N)$$

Angaben für eine genauere Ermittlung der zulässigen plastischen Rotation können DAfStb-Heft 600 entnommen werden.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 5.6.4**

(NA.6) Stabwerkmodelle dürfen kinematisch sein, wenn Geometrie und Belastung aufeinander abgestimmt sind.

(NA.7) Bei der Stabkraftermittlung für statisch unbestimmte Stabwerkmodelle dürfen die unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten der Druck- und Zugstreben näherungsweise berücksichtigt werden. Vereinfachend dürfen einzelne statisch unbestimmte Stabkräfte in Anlehnung an die Kräfte aus einer linear-elastischen Berechnung des Tragwerks gewählt werden.

(NA.8) Die Ergebnisse aus mehreren Stabwerkmodellen dürfen im Allgemeinen nicht überlagert werden. Dies ist im Ausnahmefall möglich, wenn die Stabwerkmodelle für jede Einwirkung im Wesentlichen übereinstimmen.

NCI Zu 5.7

(NA.6) Ein geeignetes nichtlineares Verfahren der Schnittgrößenermittlung einschließlich der Querschnittsbemessung ist in NCI zu 5.7, (NA.7) bis (NA.15) beschrieben.

(NA.7)P Der Bemessungswert des Tragwiderstands R_d ist bei nichtlinearen Verfahren nach Gleichung (NA.5.12.1) zu ermitteln:

$$R_d = R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR}) / \gamma_R \quad (\text{NA.5.12.1})$$

Dabei ist

$f_{cR}, f_{yR}, f_{tR}, f_{p0,1R}, f_{pR}$ der jeweilige rechnerische Mittelwert der Festigkeiten des Betons, des Betonstahls bzw. des Spannstahls;

γ_R der Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand.

(NA.8) Durch die Festlegung der Bewehrung nach Größe und Lage schließen nichtlineare Verfahren die Bemessung für Biegung mit Längskraft ein.

(NA.9)P Die Formänderungen und Schnittgrößen des Tragwerks sind auf der Grundlage der Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton nach Bild 3.2, Betonstahl nach Bild NA.3.8.1 und für Spannstahl nach Bild NA.3.10.1 zu berechnen, wobei die Mittelwerte der Baustofffestigkeiten zugrunde zu legen sind.

(NA.10) Die Mittelwerte der Baustofffestigkeiten dürfen rechnerisch wie folgt angenommen werden:

$$f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk} \quad (\text{NA.5.12.2})$$

$$f_{tR} = 1,08 \cdot f_{yR} \text{ (für B500B)} \quad (\text{NA.5.12.3})$$

$$f_{tR} = 1,05 \cdot f_{yR} \text{ (für B500A)} \quad (\text{NA.5.12.4})$$

$$f_{p0,1R} = 1,1 \cdot f_{p0,1k} \quad (\text{NA.5.12.5})$$

$$f_{pR} = 1,1 \cdot f_{pk} \quad (\text{NA.5.12.6})$$

$$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck} \quad (\text{NA.5.12.7})$$

Hierbei sollte ein einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_R = 1,3$ (für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen und Nachweis gegen Ermüdung) oder $\gamma_R = 1,1$ (für außergewöhnliche Bemessungssituationen) für den Bemessungswert des Tragwiderstands berücksichtigt werden.

(NA.11)P Der Bemessungswert des Tragwiderstands darf nicht kleiner sein als der Bemessungswert der maßgebenden Einwirkungskombination.

(NA.12)P Der GZT gilt als erreicht, wenn in einem beliebigen Querschnitt des Tragwerks die kritische Stahldehnung oder die kritische Betondehnung oder am Gesamtsystem oder Teilen davon der kritische Zustand des indifferenten Gleichgewichts erreicht ist.

(NA.13) Die kritische Stahldehnung sollte auf den Wert $\varepsilon_{ud} = 0,025$ bzw. $\varepsilon_{ud} = \varepsilon_p^{(0)} + 0,025 \leq 0,9\varepsilon_{uk}$ festgelegt werden. Die kritische Betondehnung ε_{c1u} ist Tabelle 3.1 zu entnehmen.

(NA.14) Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (en: *tension stiffening*) ist zu berücksichtigen. Sie darf unberücksichtigt bleiben, wenn dies auf der sicheren Seite liegt.

(NA.15) Die Auswahl eines geeigneten Verfahrens zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug sollte in Abhängigkeit von der jeweiligen Bemessungsaufgabe getroffen werden.

NCI Zu 5.8.2 (1)P

ANMERKUNG Für Nachweise am Gesamtsystem nach Theorie II. Ordnung wird auf DAfStb-Heft 600 verwiesen.

NCI Zu 5.8.2 (6)

Dies gilt für jede Richtung, in der ein Versagen nach Theorie II. Ordnung auftreten kann.

NDP Zu 5.8.3.1 (1)

$$\lambda_{lim} = 25 \text{ für } |n| \geq 0,41 \quad (\text{NA.5.13.a})$$

$$\lambda_{lim} = 16 / \sqrt{n} \text{ für } |n| < 0,41 \quad (\text{NA.5.13.b})$$

Dabei ist

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd}).$$

NCI Zu 5.8.3.2 (3)

ANMERKUNG Die Ermittlung weiterer Knicklängen nach Fachliteratur, z. B. nach DAfStb-Heft 600, ist zulässig.

NDP Zu 5.8.3.3 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $K_1 = 0,31$.

Der Bemessungswert der Vertikallasten $F_{V,Ed}$ darf mit $\gamma_F = 1,0$ angesetzt werden.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 5.8.3.3 (1)**

Gleichung (5.18) darf in die in Deutschland gebräuchliche Form gebracht werden:

$$\frac{F_{V,Ed} \cdot L^2}{\sum E_{cd} I_c} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \quad (\text{NA.5.18})$$

NDP Zu 5.8.3.3 (2)

Es gilt der empfohlene Wert $K_2 = 0,62$.

NCI Zu 5.8.3.3 (2)

ANMERKUNG 3 Die aussteifenden Bauteile dürfen als nicht gerissen angenommen werden, wenn die Betonzugspannungen den Wert f_{ctm} nach Tabelle 3.1 nicht überschreiten.

ANMERKUNG 4 In Gleichung (NA.5.18.1) darf K_1 ebenfalls durch K_2 ersetzt werden.

NCI zu 5.8.3.3

(NA.3) Wenn die lotrechten aussteifenden Bauteile nicht annähernd symmetrisch angeordnet sind oder nicht vernachlässigbare Verdrehungen zulassen, muss zusätzlich die Verdrehsteifigkeit aus der Kopplung der Wölbsteifigkeit $E_{cd} I_\omega$ und der Torsionssteifigkeit $G_{cd} I_T$ der Gleichung (NA.5.18.1) genügen, um Nachweise am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung zu vernachlässigen:

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{L} \sqrt{\frac{E_{cd} I_\omega}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} I_T}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} \right)^2} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \quad (\text{NA.5.18.1})$$

Dabei ist

K_1, n_s, L, E_{cd}, I_c	nach Absatz (1);
r_j	der Abstand der Stütze j vom Schubmittelpunkt des Gesamtsystems;
$F_{V,Ed,j}$	der Bemessungswert der Vertikallast der aussteifenden und ausgesteiften Bauteile j mit $\gamma_F = 1,0$;
$E_{cd} I_\omega$	die Summe der Nennwölbsteifigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile (Bemessungswert);
$G_{cd} I_T$	die Summe der Torsionssteifigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile (St. <i>Venant'sche</i> Torsionssteifigkeit, Bemessungswert).

NCI Zu 5.8.4 (2)

Die Biegemomente M_{0Eqp} und M_{0Ed} in Gleichung (5.19) beinhalten die Imperfektionen, die bei Nachweisen nach Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind.

NCI Zu 5.8.4 (4)

Kriechauswirkungen dürfen auch in der Regel vernachlässigt werden, wenn die Stützen an beiden Enden monolithisch mit lastabtragenden Bauteilen verbunden sind oder wenn bei verschieblichen Tragwerken die Schlankheit des Druckgliedes $\lambda < 50$ und gleichzeitig die bezogene Lastausmitte $e_0 / h > 2$ ($M_{0Ed} / N_{Ed} > 2h$) ist.

NDP Zu 5.8.5 (1)

Die vereinfachte Methode (a) Verfahren auf Grundlage einer Nenn-Steifigkeit, kann in Deutschland entfallen.

NDP Zu 5.8.6 (3)

$$\gamma_{CE} = 1,5$$

Die Formänderungen dürfen auf der Grundlage von Bemessungswerten, die auf den Mittelwerten der Baustoffkennwerte beruhen (z. B. f_{cm} / γ_c , E_{cm} / γ_{cE}) ermittelt werden. Für die Ermittlung der Grenztragfähigkeit im kritischen Querschnitt sind jedoch die Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten anzusetzen.

Für die Aussteifungskriterien nach 5.8.3.3 gilt $\gamma_{CE} = 1,2$.

NCI Zu 5.8.6 (5)

ANMERKUNG Diese Auswirkung ist nur bei Einzeldruckgliedern immer günstig.

NDP Zu 5.8.7

Das Verfahren mit Nenn-Steifigkeiten nach 5.8.7 kann in Deutschland entfallen.

NCI Zu 5.8.8.2 (3)

Für Druckglieder mit Schlankheiten $25 \leq \lambda \leq 35$ darf die Verformung e_2 mit dem interpolierenden Faktor K_1 multipliziert werden: $K_1 = \lambda / 10 - 2,5$.

NCI Zu 5.8.9 (2)

Die getrennten Nachweise dürfen dabei in den Richtungen der beiden Hauptachsen jeweils mit der gesamten im Querschnitt angeordneten Bewehrung durchgeführt werden.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 5.8.9 (3)**

Für Druckglieder mit rechteckigem Querschnitt und mit $e_{0z} > 0,2h$ dürfen getrennte Nachweise nur dann geführt werden, wenn der Nachweis der Biegung über die schwächere Hauptachse z des Querschnitts auf der Grundlage der reduzierten Querschnittsdicke h_{red} nach Bild NA.5.8.1 geführt wird. Der Wert h_{red} darf unter der Annahme einer linearen Spannungsverteilung nach folgender Gleichung ermittelt werden:

$$h_{\text{red}} = \frac{h}{2} \left(1 + \frac{h}{6(e_{0z} + e_{az})} \right) \leq h \quad (\text{NA.5.38.1})$$

Dabei ist

h die größere der beiden Querschnittsseiten;

e_{az} die Zusatzausmitte zur Berücksichtigung geometrischer Ersatzimperfectionen in z -Richtung;

e_{0z} die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung in Richtung der Querschnittsseite h .

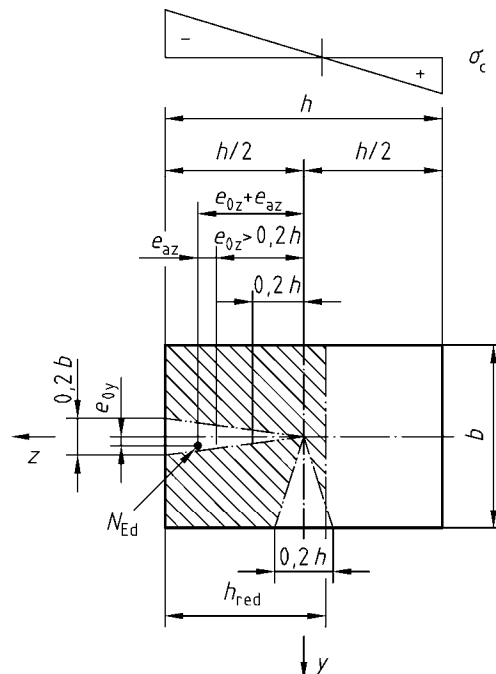


Bild NA.5.8.1 — Reduzierte Querschnittsdicke h_{red}

NCI Zu 5.9 (4)

Sofern keine genaueren Angaben vorliegen, ist die Auflagerkonstruktion so zu bemessen, dass sie mindestens ein Torsionsmoment $T_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} \cdot l_{\text{eff}} / 300$ aus dem Träger aufnehmen kann. Dabei ist l_{eff} die effektive Stützweite des Trägers und V_{Ed} der Bemessungswert der Auflagerkraft rechtwinklig zur Trägerachse.

NDP Zu 5.10.1 (6)

In Deutschland sind nur die Verfahren A, C und E zugelassen. Zum Verfahren E siehe auch DAfStb-Heft 600.

NDP Zu 5.10.2.1 (1)P

Es gelten die empfohlenen Werte $k_1 = 0,80$ und $k_2 = 0,90$.

NDP Zu 5.10.2.1 (2)

Es gilt der empfohlene Wert $k_3 = 0,95$.

NCI Zu 5.10.2.1 (2)

ANMERKUNG Diese Überspannreserve kann bei unerwartet hohem Reibungsbeiwert nicht ausreichend sein (siehe DAfStb-Heft 600).

NCI Zu 5.10.2.1

(NA.3) Wenn die Kontrolle der Spannkraft nicht genügend genau ist und nur der Spannweg exakt kontrolliert wird, kann nicht ausgeschlossen werden, dass bei erhöhten Verlusten (aus erhöhter Reibung, zusätzlicher Umlenkung oder Blockierungen) die Spannstahlspannung die Streckgrenze erreicht. Darüber hinaus sind bei unplanmäßigen Verlusten keine Reserven mehr vorhanden.

Die planmäßige Vorspannkraft ist deshalb für Spannglieder im nachträglichen Verbund so zu begrenzen, dass auch bei erhöhten Reibungsverlusten die gewünschte Vorspannung bei Einhaltung der Gleichung (5.41) über die Bauteillänge erreicht werden kann. Dazu ist die planmäßige Höchstkraft $P_{\max}$ mit einem Faktor k_μ abzumindern.

Der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung erhöhter Reibungsverluste k_μ beträgt dabei:

$$k_\mu = e^{-\mu \cdot \gamma (\kappa - 1)} \quad (\text{NA.5.41.1})$$

Dabei ist

μ der Reibungsbeiwert nach Zulassung;

$\gamma = \theta + k \cdot x$ siehe Gleichung (5.45);

κ das Vorhaltemaß zur Sicherung einer Überspannreserve:

$\kappa = 1,5$ bei ungeschützter Lage des Spannstahls im Hüllrohr bis zu drei Wochen oder mit Maßnahmen zum Korrosionsschutz,

$\kappa = 2,0$ bei ungeschützter Lage über mehr als drei Wochen.

Der Wert x entspricht bei einseitigem Vorspannen dem Abstand zwischen Spannanker und Festanker oder fester Kopplung, bei beidseitiger Vorspannung der Einflusslänge des jeweiligen Spannankers.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NDP Zu 5.10.2.2 (4)**

k_4 und k_5 : Die Mindestbetondruckfestigkeiten bei Teilvorspannung sind den entsprechenden Zulassungen zu entnehmen.

NDP Zu 5.10.2.2 (5)

Es gilt der empfohlene Wert $k_6 = 0,7$.

Zur Vermeidung von Längsrissen muss die maximale Betondruckspannung zum Zeitpunkt der Spannkraftübertragung durch die Erfahrung des Fertigteilherstellers belegt werden (siehe auch DAfStb-Heft 600).

NDP Zu 5.10.3 (2)

Es gelten die empfohlenen Werte $k_7 = 0,75$ und $k_8 = 0,85$.

NCI Zu 5.10.5.2 (2) und (3)

Die Angaben für μ und k dürfen nur den Zulassungen entnommen werden, Tabelle 5.1 ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 5.10.5.2 (4)

Bei Spanngliedern ohne Verbund braucht die Reibung nur bei der Ermittlung der wirksamen mittleren Vorspannkraft P_{mt} und der Ermittlung der daraus resultierenden Schnittgrößen infolge der Eintragung der Vorspannkraft berücksichtigt zu werden.

NCI Zu 5.10.6 (2)

Die Spannungsänderung $\Delta\sigma_{pr}$ im Spannstahl an der Stelle x infolge Relaxation darf mit den Angaben der Zulassung des Spannstahls für das Verhältnis der Ausgangsspannung zur charakteristischen Zugfestigkeit (σ_p / f_{pk}) bestimmt werden.

NCI Zu 5.10.7 (3)

Bei Anwendung linear-elastischer Verfahren der Schnittgrößenermittlung sollte die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung als Einwirkung berücksichtigt werden. Die Schnittgrößen sind im GZT mit den Steifigkeiten der ungerissenen Querschnitte zu bestimmen.

Bei Anwendung nichtlinearer Verfahren sowie bei der Ermittlung der erforderlichen Rotation bei Verfahren nach der Plastizitätstheorie sollte die Vorspannung als Vordehnung mit entsprechender Vorkrümmung berücksichtigt werden. Die Ermittlung des statisch unbestimmten Moments aus Vorspannung entfällt dann, da bei diesen Verfahren die Schnittgrößen infolge Vorspannung nicht getrennt von den Lastschnittgrößen ausgewiesen werden können.

NDP Zu 5.10.8 (2)

Es gilt der empfohlene Wert $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100 \text{ N/mm}^2$.

Diese Vereinfachung darf nur bei Tragwerken mit exzentrisch geführten internen Spanngliedern angesetzt werden.

Wenn bei Tragwerken mit externen Spanngliedern die Schnittgrößenermittlung für das gesamte Tragwerk vereinfachend linear-elastisch erfolgt, darf der Spannungszuwachs im Spannstahl infolge Tragwerksverformungen unberücksichtigt bleiben.

NDP Zu 5.10.8 (3)

Es gelten die empfohlenen Werte.

- nichtlineares Verfahren: $\gamma_{\Delta P, \text{sup}} = 1,2$ bzw. $\gamma_{\Delta P, \text{inf}} = 0,8$
- lineares Verfahren mit ungerissen Querschnitten: $\gamma_{\Delta P, \text{sup}} = \gamma_{\Delta P, \text{inf}} = 1,0$

NDP Zu 5.10.9 (1)P

- Spannglieder im sofortigen Verbund oder ohne Verbund: $r_{\text{sup}} = 1,05$ und $r_{\text{inf}} = 0,95$,
- Spannglieder im nachträglichen Verbund: $r_{\text{sup}} = 1,10$ und $r_{\text{inf}} = 0,90$.

Die Annahme von $r_{\text{sup}} = r_{\text{inf}} = 1,0$ ist unzulässig.

NCI Zu 5.11 (2)P

Anmerkung wird ersetzt:

ANMERKUNG Der informative Anhang I ist in Deutschland nicht verbindlich.

NCI Zu 6.1 (3)P

ANMERKUNG Bei geringen Ausmitten bis $e_d / h \leq 0,1$ darf für Normalbeton die günstige Wirkung des Kriechens des Betons vereinfachend durch die Wahl von $\varepsilon_{c2} = -0,002$ berücksichtigt werden.

NCI Zu 6.1 (4)

Für Querschnitte in Biegebauteilen braucht diese Mindestausmitte nicht angesetzt zu werden. Für Bauteile, die nach Theorie II. Ordnung nachzuweisen sind, sind die Imperfektionen nach 5.2 maßgebend.

NCI Zu 6.1 (5)

Die Tragfähigkeit des Gesamtquerschnitts braucht nicht kleiner angesetzt zu werden als diejenige der Stege mit der Höhe h und der Dehnungsverteilung nach Bild 6.1.

NCI Zu 6.2.1 (1)P

ANMERKUNG Wenn die Vorspannung nicht als Einwirkung berücksichtigt wird, ergibt sich der Bemessungswert der Querkraftkomponente in der Zugbewehrung bei geneigtem Zuggurt V_{td} einschließlich dem Querkraftanteil der Vorspannung V_{pd} .

NCI Zu 6.2.1 (3)

Zum Querkraftwiderstand eines Bauteiles ohne Querkraftbewehrung dürfen analog Gleichung (6.1) $V_{ccd} + V_{td}$ addiert werden.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 6.2.1 (4)**

ANMERKUNG 1 Bei Einhaltung der Bewehrungs- und Konstruktionsregeln nach Abschnitt 8 und 9 kann von einer ausreichenden Querverteilung der Lasten bei Platten ausgegangen werden.

Bei Rippendecken darf unter vorwiegend ruhenden Einwirkungen mit Nutzlasten $q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$ bzw. Einzellasten $Q_k \leq 3,0 \text{ kN}$ auf die Mindestquerkraftbewehrung in den Rippen verzichtet werden, wenn der maximale Rippenabstand 700 mm beträgt. Bei Rippendecken, die feuerbeständig ($\geq R90$) sein müssen, sind stets Bügel anzuordnen.

ANMERKUNG 2 Zur Belastung von Stürzen siehe DAfStb-Heft 600.

NCI Zu 6.2.1 (7)

Alternativ darf diese zusätzliche Zugkraft auch nach 9.2.1.3 (2) mit einem Versatzmaß berücksichtigt werden.

NCI Zu 6.2.1 (8)

Die Nachweise für $V_{Rd,c}$ und $V_{Rd,s}$ dürfen in der Regel nur bei direkter Auflagerung im Abstand d vom Auflagerrand und für $V_{Rd,max}$ unmittelbar am Auflagerrand geführt werden. Bei indirekter Auflagerung ist die Bemessungsquerkraft für alle Nachweise V_{Rd} in der Regel in der Auflagerachse zu bestimmen. Ausnahmen siehe DAfStb-Heft 600.

NCI Zu 6.2.1

(NA.10) Die Querkraftnachweise dürfen bei zweiachsig gespannten Platten in den Spannrichtungen x und y mit den jeweiligen Einwirkungs- und Widerstandskomponenten getrennt geführt werden. Wenn Querkraftbewehrung erforderlich wird, ist diese aus beiden Richtungen zu addieren.

(NA.11) Vorgespannte Elementdecken werden in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt.

NDP Zu 6.2.2 (1)

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_c$$

$$k_1 = 0,12$$

$$v_{\min} = (0,0525 / \gamma_c) k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NA.6.3a})$$

$$v_{\min} = (0,0375 / \gamma_c) k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \text{ für } d > 800 \text{ mm} \quad (\text{NA.6.3b})$$

Für $600 \text{ mm} < d \leq 800 \text{ mm}$ darf interpoliert werden.

Betonzugspannungen σ_{cp} sind in den Gleichungen (6.2) negativ einzusetzen.

NCI Zu 6.2.2 (2)

Die Gleichung (6.4) darf für Stahlbetonbauteile mit Normaldruckkraft ebenfalls angewendet werden. Dann ist $\alpha_1 = 1,0$.

Bei Anwendung der Gleichung (6.4) wird vorausgesetzt, dass eine ausreichende Spaltzugbewehrung vorhanden ist.

Die Anforderungen an die Mindestquerkraftbewehrung nach 9.2.2 (5) und 9.3.2 (2) sind einzuhalten.

Für vorgespannte Elementdecken darf Gleichung (6.4) nicht verwendet werden.

NDP Zu 6.2.2 (6)

- allgemein für Querkraft: $\nu = 0,675$
- allgemein für Torsion nach 6.3.2 (4): $\nu = 0,525$
- für Schubnachweise in der Verbundfuge in 6.2.5 nach Gleichung (6.25) gilt:
 - sehr glatte Fuge: $\nu = 0$
(für sehr glatte Fugen ohne äußere Drucknormalkraft senkrecht zur Fuge; der Reibungsanteil in Gleichung (6.25) darf bis zur Grenze ($\mu \cdot \sigma_n \leq 0,1 f_{cd}$) ausgenutzt werden)
 - glatte Fuge: $\nu = 0,20$
 - raue Fuge: $\nu = 0,50$
 - verzahnte Fuge: $\nu = 0,70$

Für Betonfestigkeitsklassen $\geq C55/67$ sind alle ν -Werte mit dem Faktor $\nu_2 = (1,1 - f_{ck} / 500)$ zu multiplizieren.

NCI Zu 6.2.2 (6)

Die Abminderung des Querkraftanteils auflagernaher Einzellasten mit β darf nur bei direkter Auflagerung erfolgen.

NCI Zu 6.2.2 (7)

Konsolen sind in der Regel mit Stabwerkmodellen zu bemessen.

NCI Zu 6.2.3 (1)

Für die Annahme von $z = 0,9 d$ wird vorausgesetzt, dass die Bügel nach 8.5 in der Druckzone verankert sind.

Es darf für z aber kein größerer Wert angesetzt werden, als sich aus $z = d - 2 c_{V,I} \geq d - c_{V,I} - 30 \text{ mm}$ ergibt (mit Verlegemaß $c_{V,I}$ der Längsbewehrung in der Betondruckzone).

Zu Bild 6.5:

Bei anderen Querschnittsformen, z. B. Kreisquerschnitten, ist als wirksame Breite b_w der kleinere Wert der Querschnittsbreite zwischen dem Bewehrungsschwerpunkt (Zuggurt) und der Druckresultierenden (entspricht der kleinsten Breite senkrecht zum inneren Hebelarm z) zu verwenden.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NDP Zu 6.2.3 (2)**

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed}} \leq 3,0 \quad (\text{NA.6.7a})$$

Bei geneigter Querkraftbewehrung darf $\cot \theta$ bis 0,58 ausgenutzt werden.

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ek}^{1/3} \left(1 - 1,2 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z \quad (\text{NA.6.7b})$$

Dabei ist

$$c = 0,5;$$

σ_{cd} der Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts mit $\sigma_{cd} = N_{Ed} / A_c$ in N/mm²; Betonzugspannungen σ_{cd} in den Gleichungen (NA.6.7a) und (NA.6.7b) sind negativ einzusetzen;

N_{Ed} der Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkungen ($N_{Ed} > 0$ als Längsdruckkraft).

Vereinfachend dürfen für $\cot \theta$ die folgenden Werte angesetzt werden:

- reine Biegung: $\cot \theta = 1,2$
- Biegung und Längsdruckkraft: $\cot \theta = 1,2$
- Biegung und Längszugkraft: $\cot \theta = 1,0$

NDP Zu 6.2.3 (3)

$$\nu_1 = 0,75 \cdot \nu_2$$

$$\nu_2 = (1,1 - f_{ck} / 500) \leq 1,0$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

Die Gleichungen (6.10N) und (6.11N) sind nicht zu anzuwenden.

NCI Zu 6.2.3 (4)

ANMERKUNG Die Gleichung (6.14) darf bis $\cot \theta = 0,58$ ausgewertet werden.

NCI Zu 6.2.3 (5)

Wird die Belastung nicht an der Bauteiloberseite eingetragen, ist die Querkraftbewehrung mit dem Mittelwert von V_{Ed} in diesem Längenabschnitt zu bestimmen.

NCI Zu 6.2.3 (6)

In Gleichung (6.16) sollten die Querschnitte der Hüllrohre bei Betonen $\geq C55/67$ oder $\geq LC55/60$ vollständig abgezogen werden: $b_{w,nom} = b_w - 1,0 \Sigma \phi$

Die Abminderung des Faktors 1,2 in Gleichung (6.17) ist auch bei vorhandener Querbewehrung nicht zulässig.

NCI Zu 6.2.3 (8)

Die Querkraft darf nur bei direkter Auflagerung mit dem Beiwert β abgemindert werden.

Konsolen sollten ohne Querkraftabminderung mit Stabwerkmodellen bemessen werden.

NDP Zu 6.2.4 (4)

Der Druckstrebenwinkel θ darf nach NDP zu 6.2.3 (2) ermittelt werden. Dabei ist $b_w = h_f$ und $z = \Delta x$ zu setzen. Für σ_{cd} darf die mittlere Betonlängsspannung im anzuschließenden Gurtabschnitt mit der Länge Δx angesetzt werden.

Vereinfachend darf in Zuggurten $\cot \theta = 1,0$ und in Druckgurten $\cot \theta = 1,2$ gesetzt werden.

Gleichung (6.22): Für ν ist ν_1 nach NDP zu 6.2.3 (3) zu verwenden.

NCI Zu 6.2.4 (5)

Wenn Querkraftbewehrung in der Gurtplatte erforderlich wird, sollte der Nachweis der Druckstreben in beiden Beanspruchungsrichtungen des Gurtes (Scheibe und Platte) in linearer Interaktion nach Gleichung (NA.6.22.1) geführt werden:

$$\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd, max}} \right)_{Platte} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd, max}} \right)_{Scheibe} \leq 1,0 \quad (\text{NA.6.22.1})$$

NDP Zu 6.2.4 (6)

Es gilt der empfohlene Wert $k = 0,4$ für monolithische Querschnitte und mit Mindestbiegebewehrung nach Abschnitt 9.

NCI Zu 6.2.5 (1)

Für den inneren Hebelarm darf $z = 0,9d$ angesetzt werden. Ist die Verbundbewehrung jedoch gleichzeitig Querkraftbewehrung, muss die Ermittlung des inneren Hebelarms nach NCI zu 6.2.3 (1) erfolgen.

Gleichung (6.25): Der Traganteil der Verbundbewehrung aus der Schubreibung in Gleichung (6.25) darf auf $\rho f_{yd} (1,2 \mu \sin \alpha + \cos \alpha)$ erhöht werden.

ANMERKUNG Die Übertragung von Spannungen aus teilweise vorgespannten Bauteilen infolge Kriechen und Schwinden über die Verbundfuge ist bei der einwirkenden Schubkraft V_{Edi} zu berücksichtigen.

NCI Zu 6.2.5, Bild 6.9

Es gilt zusätzlich: $0,8 \leq h_1 / h_2 \leq 1,25$. Die Zahnhöhe muss abweichend vom Bild 6.9 $d \geq 10$ mm betragen.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 6.2.5 (2)**

Im Allgemeinen ist für sehr glatte Fugen der Rauigkeitsbeiwert $c = 0$ zu verwenden. Höhere Beiwerte müssen durch entsprechende Nachweise begründet sein.

Unbehandelte Fugenoberflächen sollten bei der Verwendung von Beton (1. Betonierabschnitt) mit fließfähiger bzw. sehr fließfähiger Konsistenz ($\geq F5$) als sehr glatte Fugen eingestuft werden.

Bei rauen Fugen muss die Gesteinskörnung mindestens 3 mm tief freigelegt werden (d. h. z. B. mit dem Sandflächenverfahren bestimmte mittlere Rautiefe mindestens 1,5 mm).

Wenn eine Gesteinskörnung mit $d_g \geq 16$ mm verwendet und diese mit Hochdruckwasserstrahlen mindestens 6 mm tief freigelegt wird (d. h. z. B. mit dem Sandflächenverfahren bestimmte mittlere Rautiefe mindestens 3 mm), darf die Fuge als verzahnt eingestuft werden.

In den Fällen, in denen die Fuge infolge Einwirkungen rechtwinklig zur Fuge unter Zug steht, ist bei glatten oder rauen Fugen $c = 0$ zu setzen.

NCI Zu 6.2.5 (3)

Für die Verbundbewehrung bei Ortbetonerhöhungen sollten im Allgemeinen die Konstruktionsregeln für die Querkraftbewehrung eingehalten werden.

Für Verbundbewehrung bei Ortbetonerhöhungen in Platten ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung dürfen nachfolgende Konstruktionsregeln angewendet werden.

Für die maximalen Abstände gilt

- in Spannrichtung: $2,5 h \leq 300$ mm
- quer zur Spannrichtung: $5 h \leq 750$ mm (≤ 375 mm zum Rand).

Wird die Verbundbewehrung zugleich als Querkraftbewehrung eingesetzt, gelten die Konstruktionsregeln für Querkraftbewehrung nach NCI zu 9.3.2. Für aufgebogene Längsstäbe mit angeschweißter Verankerung in Platten mit $h \leq 200$ mm darf jedoch als Abstand in Längsrichtung $(\cot\theta + \cot\alpha) z \leq 200$ mm gewählt werden.

In Bauteilen mit erforderlicher Querkraftbewehrung und Deckendicken bis 400 mm beträgt der maximale Abstand quer zur Spannrichtung 400 mm. Für größere Deckendicken gilt NCI zu 9.3.2 (4).

NCI Zu 6.2.5 (4)

Dies gilt auch bei Fugen zwischen nebeneinander liegenden Fertigteilen ohne Verbindung durch Mörtel- oder Kunstharzfugen wegen des nicht vorhandenen Haftverbundes.

NCI Zu 6.2.5 (5)

Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung darf der Adhäsionstraganteil des Betonverbundes nicht berücksichtigt werden ($c = 0$ in 6.2.5 (1)).

NCI Zu 6.2.5

(NA.6) Bei überwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen mit Fugen rechtwinklig zur Systemachse wirkt die Fuge wie ein Biegeriss. In diesem Fall sind die Fugen rau oder verzahnt auszuführen. Der Nachweis sollte deshalb entsprechend 6.2.2 und 6.2.3 geführt werden. Dabei sollte sowohl $V_{Rd,c}$ nach Gleichung (6.2) als auch $V_{Rd,cc}$ nach Gleichung (NA.6.7b) als auch $V_{Rd,max}$ nach Gleichung (6.9) bzw. Gleichung (6.14) im Verhältnis $c/0,50$ abgemindert werden. Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung ist die Abminderung mindestens bis zum Abstand von $l_e = 0,5 \cdot \cot\theta \cdot d$ beiderseits der Fuge vorzunehmen.

NCI Zu 6.3.2 (1)

Die effektive Wanddicke $t_{\text{ef},i}$ ist immer gleich dem doppelten Abstand von der Außenfläche bis zur Mittellinie der Längsbewehrung, aber nicht größer als die vorhandene Wanddicke, anzunehmen.

Bei Hohlkästen mit Wanddicken $h_W \leq b / 6$ bzw. $h_W \leq h / 6$ und beidseitiger Wandbewehrung darf die gesamte Wanddicke für $t_{\text{ef},i}$ angesetzt werden.

NCI Zu 6.3.2 (2)

Bei kombinierter Beanspruchung aus Torsion und anteiliger Querkraft ist in Gleichung (NA.6.7a) für V_{Ed} die Schubkraft der Wand $V_{\text{Ed},T+V}$ nach Gleichung (NA.6.27.1) und in Gleichung (NA.6.7b) für b_w die effektive Dicke der Wand $t_{\text{ef},i}$ einzusetzen. Mit dem gewählten Winkel θ ist der Nachweis sowohl für Querkraft als auch für Torsion zu führen. Die so ermittelten Bewehrungen sind zu addieren.

$$V_{\text{Ed},T+V} = V_{\text{Ed},T} + \frac{V_{\text{Ed}} \cdot t_{\text{ef},i}}{b_w} \quad (\text{NA.6.27.1})$$

Vereinfachend darf die Bewehrung für Torsion allein unter der Annahme von $\theta = 45^\circ$ ermittelt und zu der nach 6.2.3 ermittelten Querkraftbewehrung addiert werden.

NCI Zu 6.3.2 (3)

Die erforderliche Querschnittsfläche der Torsionsbügelbewehrung ΣA_{sw} rechtwinklig zur Bauteilachse darf mit Gleichung (NA.6.28.1) ermittelt werden:

$$\frac{A_{\text{sw}} \cdot f_{yd}}{s_w} = \frac{t_{\text{Ed}}}{2 \cdot A_k} \tan \theta \quad (\text{NA.6.28.1})$$

Dabei ist

s_w der Abstand der Torsionsbewehrung in Richtung der Bauteilachse.

NCI zu 6.3.2 (4)

Für Kompaktquerschnitte darf die günstige Wirkung des Kernquerschnitts in der Interaktionsgleichung

$$\left(\frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd,max}}} \right)^2 + \left(\frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Rd,max}}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{NA.6.29.1})$$

berücksichtigt werden.

Bei Kastenquerschnitten mit Bewehrung an den Innen- und Außenseiten der Wände darf $\nu = 0,75$ angesetzt werden.

NCI Zu 6.3.2 (5)

Wenn die beiden folgenden Bedingungen nicht eingehalten werden, sollte neben dem Einbau der Mindestbewehrung der Nachweis auf Querkraft und Torsion geführt werden:

$$T_{\text{Ed}} \leq \frac{V_{\text{Ed}} \cdot b_w}{4,5} \quad (\text{NA.6.31.1})$$

$$V_{\text{Ed}} \left[1 + \frac{4,5 \cdot T_{\text{Ed}}}{V_{\text{Ed}} \cdot b_w} \right] \leq V_{\text{Rd,c}} \quad (\text{NA.6.31.2})$$

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 6.4.1 (2)P**

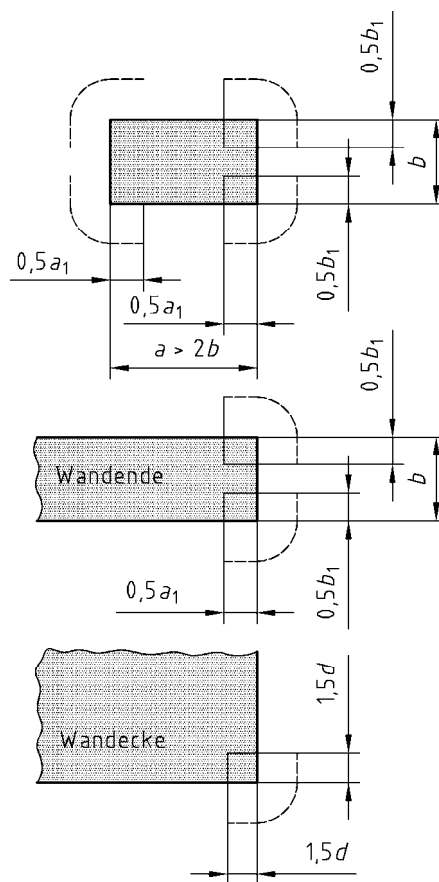
Die Festlegungen in 6.4 sind auf die folgenden Arten von Lasteinleitungsflächen A_{load} anwendbar:

- rechteckig und kreisförmig mit einem Umfang $u_0 \leq 12d$ und einem Seitenverhältnis $a / b \leq 2$;
- beliebig, aber sinngemäß wie die oben erwähnten Formen begrenzt.

Dabei ist d die mittlere statische Nutzhöhe des nachzuweisenden Bauteils. Die Rundschnitte benachbarter Lasteinleitungsflächen dürfen sich nicht überschneiden.

Bei größeren Lasteinleitungsflächen A_{load} sind die Durchstanznachweise auf Teilrundschnitte zu beziehen (siehe Bild NA.6.12.1).

Bei Rundstützen mit $u_0 > 12d$ sind querkraftbeanspruchte Flachdecken nach 6.2 nachzuweisen. Dabei darf in 6.2.2 (1) der Vorwert $C_{\text{Rd,c}} = (12d / u_0) \cdot 0,18 / \gamma_{\text{C}} \geq 0,15 / \gamma_{\text{C}}$ verwendet werden.



$$b_1 = \min \{b; 3d\}$$

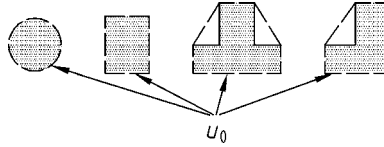
$$a_1 = \min \{a; 2d; 6d - b_1\}$$

Bild NA.6.12.1 — kritischer Rundschnitt bei ausgedehnten Auflagerflächen

NCI Zu 6.4.2 (1)

Bei Wänden und großen Stützen sind, sofern kein genauere Nachweis geführt wird, die Rundschnitte nach Bild NA.6.12.1 festzulegen, da sich die Querkräfte auf die Ecken der Auflagerflächen konzentrieren.

Zu Bild 6.13 wird ergänzt:

**NCI Zu 6.4.2 (2)**

Der Abstand a_{crit} des maßgebenden Rundschnitts ist iterativ zu ermitteln. Für Bodenplatten und schlanke Fundamente mit $\lambda > 2,0$ darf zur Vereinfachung der Rechnung ein konstanter Rundschnitt im Abstand $1,0d$ angenommen werden.

Die Fundamentschlankheit $\lambda = a_{\lambda} / d$ bezieht sich auf den kürzesten Abstand a_{λ} zwischen Lasteinleitungsfläche und Fundamentrand (siehe auch Bild NA.6.21.1).

NCI Zu 6.4.2 (8)

Die Nachweisgrenze $l_H < 2h_H$ ist durch $l_H < 1,5h_H$ zu ersetzen.

Für Stützenkopferverstärkungen mit $1,5h_H < l_H < 2h_H$ ist ein zusätzlicher Nachweis im Abstand $1,5(d + h_H)$ vom Stützenrand zu führen (Nachweis mit d_H als statische Nutzhöhe). Hierbei darf der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung $v_{\text{Rd,c}}$ im Verhältnis der Rundschnittlängen $u_{2,0d} / u_{1,5d}$ erhöht werden.

NCI Zu 6.4.2 (11)

Für nicht kreisförmige Stützen sind die Rundschnitte affin zu Bild 6.13 anzunehmen. Dabei sind die kritischen Rundschnitte für die Stützenkopferverstärkung mit d_H und für die anschließende Platte mit d zu ermitteln.

NCI Zu 6.4.3 (2)

Der maximale Durchstanzwiderstand $v_{\text{Rd,max}}$ wird modifiziert und ist im kritischen Rundschnitt u_1 nachzuweisen.

NCI Zu 6.4.3 (3)

Bei Anwendung der Gleichung (6.39) ist das Moment unter Berücksichtigung der Steifigkeiten der angrenzenden Bauteile zu berechnen. Werte kleiner als 1,10 sind für den Lasterhöhungsfaktor β unzulässig.

Bei Stützen-Decken-Knoten mit zweiachsigen Ausmitten darf Gleichung (NA.6.39.1) verwendet werden:

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_x \frac{M_{\text{Ed,x}}}{V_{\text{Ed}}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,x}} \right)^2 + \left(k_y \frac{M_{\text{Ed,y}}}{V_{\text{Ed}}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,y}} \right)^2} \quad (\text{NA.6.39.1})$$

Die Gleichungen (6.41) und (6.42) dürfen bei allen Stützen angesetzt werden, bei denen ein geschlossener kritischer Rundschnitt geführt werden kann (z. B. auch Randstützen mit großem Deckenüberstand).

Gleichung (6.43) gilt nur bei Innenstützen mit zweiachsiger Ausmitte.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 6.4.3 (4)**

Das Nachweisverfahren nach 6.4.3 (4) darf nicht angewendet werden.

NCI Zu 6.4.3 (5)

Das Nachweisverfahren nach 6.4.3 (5) darf nicht angewendet werden.

NDP Zu 6.4.3 (6)

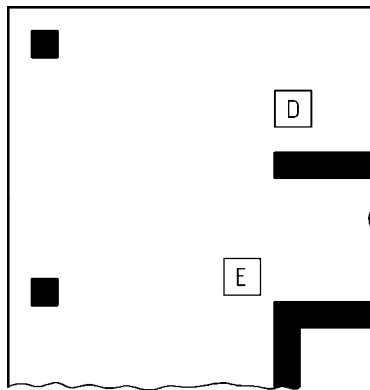
Für unverschiebbliche Systeme gilt Bild NA.6.21 mit folgenden Werten für β :

A – Innenstütze: $\beta = 1,10$; B – Randstütze: $\beta = 1,4$; C – Eckstütze: $\beta = 1,5$

D – Wandende: $\beta = 1,35$; E – Wandecke: $\beta = 1,20$

Für Randstützen mit großen Ausmitten $e/c \geq 1,2$ ist der Lasterhöhungsfaktor genauer zu ermitteln (z. B. nach Gleichung (6.39)).

Bild 6.21N wird um  und  ergänzt:

**Legende**

D Wandende

E Wandecke

Bild NA.6.21

NCI Zu 6.4.3 (9)

ANMERKUNG Zur Lage anrechenbarer Spannglieder siehe 9.4.3 (2).

NDP Zu 6.4.4 (1)

— bei Flachdecken und Bodenplatten:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

Für Innenstützen bei Flachdecken mit $u_0/d < 4$ gilt jedoch:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \cdot (0,1 u_0/d + 0,6)$$

— bei Fundamenten:

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_c$$

$$k_1 = 0,10$$

$v_{\min}$ wie in 6.2.2 (1)

Der Biegebewehrungsgrad ρ_l ist zusätzlich auf $\rho_l \leq 0,5 f_{cd} / f_{yd}$ zu begrenzen.

Betonzugspannungen σ_{cp} in Gleichung (6.47) sind negativ einzusetzen.

NCI Zu 6.4.4 (2)

Der Abstand a_{crit} des maßgebenden Rundschnitts ist iterativ zu ermitteln (Bild NA.6.21.1). Für Bodenplatten und schlanke Fundamente mit $\lambda > 2,0$ darf zur Vereinfachung der Rechnung ein konstanter Rundschnitt im Abstand $1,0d$ angenommen werden.

Für Stützenfundamente gilt $C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_c$.

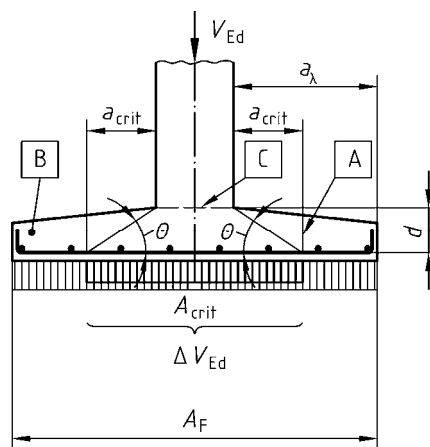
Die resultierende einwirkende Querkraft $V_{Ed,red}$ nach Gleichung (6.48) sollte in jedem Fall mindestens mit einem Lasterhöhungsfaktor $\beta = 1,10$ vergrößert werden.

In Gleichung (6.51) wird der Mindestwert für den Lasterhöhungsfaktor für ausmittige Lasten analog NCI zu 6.4.3 (3) ergänzt:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u}{W} \geq 1,10 \quad (\text{NA.6.51.1})$$

Der Bemessungswert des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,c}$ nach Gleichung (6.50) ergibt sich in N/mm².

Für ausmittig belastete Fundamente mit klaffender Fuge im Rundschnittbereich unter Bemessungseinwirkungen darf eine Berechnung mit Sektorlasteinzugsflächen erfolgen. Der Abzugswert für den Sohldruck ergibt sich dann jeweils in jedem Sektor separat.



Legende

A	kritischer Rundschnitt	A_F	Fundamentgrundfläche
B	Fundament	ΔV_{Ed}	Abzugswert des Sohldrucks ohne Fundamentlast nach 6.4.4 (2)
C	Lasteinleitungsfläche A_{load}		

$\lambda = a_\lambda / d$ mit a_λ und d an der Lasteinleitungsfläche

$\theta \geq \arctan 1/2$

Bild NA.6.21.1 — Rundschnitt und Abzug Sohldruck bei Fundamenten

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 6.4.5 (1)**

Die Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung nach Gleichung (6.52), der Betontraganteil $V_{Rd,c}$ nach Gleichung (6.47) und die einwirkende Querkraft $V_{Ed,i}$ nach Gleichung (6.38) sind für diesen Nachweis für Flachdecken auf den kritischen Umfang u_1 im Abstand $a_{crit} = 2,0d$ bezogen. Diese Durchstanzbewehrung ist in jeder rechnerisch erforderlichen Bewehrungsreihe einzulegen, wobei die Bewehrungsmenge A_{sw} in den ersten beiden Reihen neben A_{load} mit einem Anpassungsfaktor $\kappa_{sw,i}$ zu vergrößern ist:

Reihe 1 (mit $0,3d \leq a_1 \leq 0,5d$): $\kappa_{sw,1} = 2,5$

Reihe 2 (mit $s_r \leq 0,75d$): $\kappa_{sw,2} = 1,4$.

Bei unterschiedlichen radialen Abständen der Bewehrungsreihen $s_{r,i}$ ist in Gleichung (6.52) der maximale einzusetzen.

Für aufgebogene Durchstanzbewehrung ist für das Verhältnis d / s_r in Gleichung (6.52) der Wert 0,53 (statt 0,67) anzusetzen. Die aufgebogene Bewehrung darf mit $f_{ywd,ef} = f_{ywd}$ ausgenutzt werden.

Aufgrund der steileren Neigung der Druckstreben wird für Fundamente und Bodenplatten folgendes festgelegt:

Die reduzierte einwirkende Querkraft $V_{Ed,red}$ nach Gleichung (6.48) ist von den ersten beiden Bewehrungsreihen neben A_{load} ohne Abzug eines Betontraganteils aufzunehmen. Dabei wird die Bewehrungsmenge $A_{sw,1+2}$ gleichmäßig auf beide Reihen verteilt, die in den Abständen $a_1 = 0,3d$ und $a_2 = 0,8d$ anzuordnen sind:

— Bügelbewehrung:

$$\beta \cdot V_{Ed,red} \leq V_{Rd,s} = A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef} \quad (\text{NA.6.52.1})$$

— aufgebogene Bewehrung:

$$\beta \cdot V_{Ed,red} \leq V_{Rd,s} = 1,3 \cdot A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \quad (\text{NA.6.52.2})$$

Dabei ist

β der Erhöhungsfaktor für die Querkraft nach Gleichung (NA.6.51.1);

α der Winkel der geneigten Durchstanzbewehrung zur Plattenebene.

Wenn bei Fundamenten und Bodenplatten ggf. weitere Bewehrungsreihen erforderlich werden, sind je Reihe jeweils 33 % der Bewehrung $A_{sw,1+2}$ nach Gleichung (NA.6.52.1) vorzusehen. Der Abzugswert des Sohldrucks ΔV_{Ed} in Gleichung (6.48) darf dabei mit der Fundamentfläche innerhalb der betrachteten Bewehrungsreihe angesetzt werden.

NCI Zu 6.4.5 (2)

Es sind in jedem Fall mindestens 2 Bewehrungsreihen innerhalb des durch den Umfang u_{out} nach 6.4.5 (4) begrenzten Bauteilbereiches zu verlegen.

Der radiale Abstand der 1. Bewehrungsreihe ist bei gedrunghenen Fundamenten auf $0,3d$ vom Rand der Lasteinleitungsfläche und die Abstände s_r zwischen den ersten drei Bewehrungsreihen auf $0,5d$ zu begrenzen.

NDP Zu 6.4.5 (3)

Die Maximaltragfähigkeit ist im kritischen Querschnitt u_1 mit Gleichung (NA.6.53.1) nachzuweisen:

$$V_{Ed,u1} \leq V_{Rd,max} = 1,4 \cdot V_{Rd,c,u1} \quad (\text{NA.6.53.1})$$

Eine Betondrucknormalspannung σ_{cp} infolge Vorspannung bei $V_{Rd,c}$, darf dabei nicht berücksichtigt werden.

NDP Zu 6.4.5 (4)

Es gilt der empfohlene Wert $k = 1,5$.

NCI Zu 6.4.5 (4)

ANMERKUNG $V_{Rd,c}$ für Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach 6.2.2 (1).

Bild 6.22: Die rechtwinklig angeordnete und auf die Gurtstreifen konzentrierte Durchstanzbewehrung mit einem aufgelösten äußeren Querschnitt $u_{out,ef}$  darf nicht verwendet werden.

NCI Zu 6.4.5

(NA.6) Um die Querkrafttragfähigkeit sicherzustellen, sind die Platten im Bereich der Stützen für Mindestmomente m_{Ed} nach Gleichung (NA.6.54.1) zu bemessen, sofern die Schnittgrößenermittlung nicht zu höheren Werten führt.

Wenn andere Festlegungen fehlen, sollten folgende Mindestmomente je Längeneinheit angesetzt werden:

$$m_{Ed,x} = \eta_x \cdot V_{Ed} \quad \text{und} \quad m_{Ed,y} = \eta_y \cdot V_{Ed} \quad (\text{NA.6.54.1})$$

Dabei ist

V_{Ed} die aufzunehmende Querkraft;

η_x, η_y der Momentenbeiwert nach Tabelle NA.6.1.1 für die x- bzw. y-Richtung (siehe Bild NA.6.22.1).

Diese Mindestmomente sollten jeweils in einem Bereich mit der in Tabelle NA.6.1.1 angegebenen Breite angesetzt werden (siehe Bild NA.6.22.1).

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01

Tabelle NA.6.1.1 — Momentenbeiwerte und Verteilungsbreite der Mindestlängsbewehrung

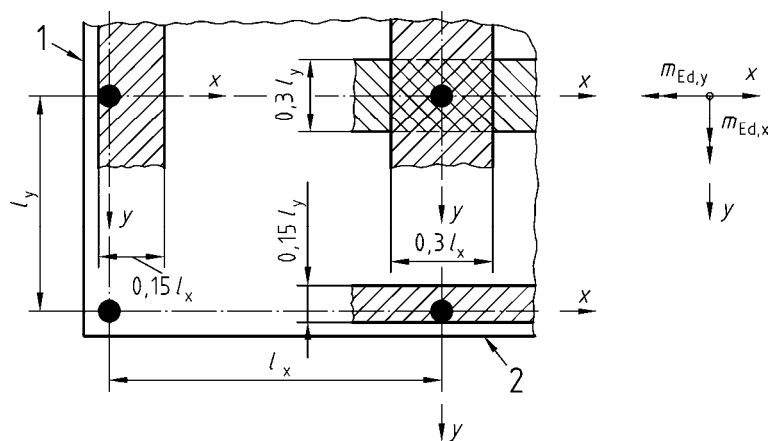
Zeile	Spalte	1	2	3	4	5	6
		η_x		anzu- setzende Breite ^b	η_y		anzu- setzende Breite ^b
		Zug an der Platten- oberseite ^c	Zug an der Platten- unterseite ^c		Zug an der Platten- oberseite ^c	Zug an der Platten- unterseite ^c	
1	Innenstütze	0,125	0	$0,3 l_y$	0,125	0	$0,3 l_x$
2	Randstütze, Rand „x“ ^a	0,25	0	$0,15 l_y$	0,125	0,125	(je m Platten- breite
3	Randstütze, Rand „y“ ^a	0,125	0,124	(je m Platten- breite)	0,25	0	$0,15 l_x$
4	Eckstütze	0,5	0,5	(je m Platten- breite)	0,5	0,5	(je m Platten- breite

^a Definition der Ränder und der Stützenabstände l_x und l_y siehe Bild NA.6.22.1.

^b Siehe Bild NA.6.22.1.

^c Die Plattenoberseite bezeichnet die der Lasteinleitungsfläche gegenüberliegende Seite der Platte; die Plattenunterseite diejenige Seite, auf der die Lasteinleitungsfläche liegt.

Die Bereiche für den Ansatz der Mindestbiegemomente $m_{Ed,x}$ und $m_{Ed,y}$ nach Tabelle NA.6.1.1 können Bild NA.6.22.1 entnommen werden.



Legende

- 1 Rand „x“
2 Rand „y“

Bild NA.6.22.1 — Bereiche für den Ansatz der Mindestbiegemomente $m_{Ed,x}$ und $m_{Ed,y}$

NCI Zu 6.5.2 (1)

ANMERKUNG Ist die Dehnungsverteilung über die Höhe der Betonstrebe nicht konstant, dann sollte die Höhe des Druckspannungsfeldes oder die Höhe des Spannungsbereichs im Hinblick auf die Verträglichkeit begrenzt werden. So sollten diese Abmessungen nicht größer gewählt werden, als sie sich bei Annahme einer linearen Dehnungsverteilung ergeben.

NDP Zu 6.5.2 (2) Bemessung der Druckstreben

- für Druckstreben parallel zu Rissen: $\nu' = 1,25$ (NA.6.57a)
- für Druckstreben, die Risse kreuzen und für Knotenbemessung nach 6.5.4: $\nu' = 1,0$ (NA.6.57b)
- für starke Rissbildung mit V und T : $\nu' = 0,875$ (NA.6.57c)

Für Betonfestigkeitsklassen $\geq C55/67$ ist ν' zusätzlich mit $\nu_2 = (1,1 - f_{ck} / 500)$ zu multiplizieren.

NCI Zu 6.5.3 (1)

Der Bemessungswert der Stahlspannung der Bewehrung der Zugstreben und der Bewehrung zur Aufnahme der Querkraft in Druckstreben ist bei Betonstahl auf f_{yd} , bei Spannstahl auf $0,9f_{p0,1k} / \gamma_s$ zu begrenzen.

NCI Zu 6.5.3 (2)

Die Bewehrung ist bis in die konzentrierten Knoten ungeschwächt durchzuführen.

Sie darf in verschmierten Knoten, die sich im Tragwerk über eine größere Länge erstrecken, innerhalb des Knotenbereichs gestaffelt enden. Dabei muss sie alle durch die Bewehrung umzulenkenden Druckwirkungen erfassen.

Die Verankerungslänge der Bewehrung in Druck-Zug-Knoten beginnt am Knotenanfang, wo erste Druckspannungen aus den Druckstreben auf die verankerte Bewehrung treffen und von ihr umgelenkt werden (siehe Bild 6.27).

NDP Zu 6.5.4 (4)

$$k_1 = 1,1; k_2 = k_3 = 0,75$$

NCI Zu 6.5.4 (4)

Knoten mit Abbiegungen von Bewehrung (z. B. nach Bild 6.28) erfordern die Einhaltung der zulässigen Biegerollendurchmesser nach 8.3.

NDP Zu 6.5.4 (6)

$$k_4 = 1,1$$

Bei genaueren Nachweisen können auch höhere Werte bis $\sigma_{Rd,max} = 3,0 f_{cd}$ angesetzt werden (siehe 3.1.9 bzw. 6.7).

NCI Zu 6.7 (3)

Bei ausmittiger Belastung ist die Belastungsfläche A_{c0} entsprechend der Ausmitte zu reduzieren.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 6.7 (3), Bild 6.29**

ANMERKUNG Für den Ansatz der Teilflächentragfähigkeit ist mindestens eine A_{c0} umgebende Betonfläche mit den Abmessungen aus der Projektion von A_{c1} auf die Lasteinleitungsebene erforderlich.

NCI Zu 6.7 (4)

Ist die Aufnahme der Spaltzugkräfte nicht durch Bewehrung gesichert, sollte die Teilflächenlast auf $F_{Rdu} \leq 0,6 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$ begrenzt werden.

NCI Zu 6.8.1 (2)

Für Tragwerke des üblichen Hochbaus braucht im Allgemeinen kein Nachweis gegen Ermüdung geführt zu werden.

NCI Zu 6.8.2 (2)P

ANMERKUNG 1 Der Wert ξ ist in Europäischen Technischen Zulassungen nicht enthalten.

ANMERKUNG 2 Die Verbundbeiwerte ξ für sofortigen Verbund in Tabelle 6.2 gelten für Betone $\leq C50/60$. Bei Betondruckfestigkeiten $\geq C70/85$ sind diese Werte zu halbieren. Für Werte zwischen C50/60 und C70/85 darf interpoliert werden.

NCI Zu 6.8.3 (1)P

Die Nachweise sind für Stahl und Beton im Allgemeinen unter Berücksichtigung der folgenden Einwirkungskombinationen zu führen:

- ständige Einwirkungen,
- maßgebender charakteristischer Wert der Vorspannung P_k ,
- wahrscheinlicher Wert der Setzungen, sofern ungünstig wirkend,
- häufiger Wert der Temperatureinwirkung, sofern ungünstig wirkend,
- Einwirkung aus Nutzlasten bzw. Verkehrslasten.

NDP Zu 6.8.4 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $\gamma_{F,fat} = 1,0$.

Die Parameter der Wöhlerlinien sind in den Tabellen NA.6.3 und NA.6.4 enthalten.

NCI Zu 6.8.4 (1)

Kann ein vereinfachter Nachweis nach 6.8.5 oder 6.8.6 nicht erbracht werden, so ist ein expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis nach 6.8.4 (2) zu führen.

NDP zu 6.8.4, Tabelle 6.3N

Es gilt Tabelle NA.6.3.

Tabelle NA.6.3 — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Betonstahl

Art der Bewehrung	N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen N/mm ²
		k_1	k_2	
gerade und gebogene Stäbe ^a	10^6	5	9 ^c	175
geschweißte Stäbe und Betonstahlmatten ^b	10^6	4	5	85

^a Für gebogene Stäbe mit $D < 25\phi$ ist $\Delta\sigma_{Rsk}$ mit dem Reduktionsfaktor $\zeta_1 = 0,35 + 0,026 D / \phi$ zu multiplizieren. Für Stäbe $\phi > 28$ mm ist $\Delta\sigma_{Rsk} = 145$ N/mm² (gilt nur für hochduktile Betonstähle). Dabei ist D der Biegerolldurchmesser; ϕ der Stabdurchmesser.

^b Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall festgelegt werden.

^c In korrosiven Umgebungsbedingungen (XC2, XC3, XC4, XS, XD) sind weitere Überlegungen zur Wöhlerlinie anzustellen. Wenn keine genaueren Erkenntnisse vorliegen, ist für k_2 ein reduzierter Wert $5 \leq k_2 < 9$ anzusetzen.

NCI Zu 6.8.4, Tabelle NA.6.3

Mechanische Verbindungen werden grundsätzlich über Zulassungen geregelt.

Die Werte gelten bei geschweißten Stäben einschließlich Heft- und Stumpfstoßverbindungen.

Die Verwendung von Stabdurchmessern $\phi > 40$ mm wird durch Zulassungen geregelt.

Auf den Reduktionsfaktor ζ_1 darf bei Querkraftbewehrung mit 90°-Bügeln für $\phi \leq 16$ mm mit Bügelhöhen ≥ 600 mm verzichtet werden.

NDP Zu 6.8.4, Tabelle 6.4N

Es gilt Tabelle NA.6.4.

Tabelle NA.6.4 — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Spannstahl

Spannstahl ^a	N^*	Spannungs- exponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen ^b N/mm ²	
		k_1	k_2	Klasse 1	Klasse 2
im sofortigen Verbund	10^6	5	9	185	120
im nachträglichen Verbund					
— Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185	120
— gerade Spannglieder, gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	150	95
— gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120	75

^a Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall für den eingebauten Zustand festgelegt werden.

^b Werte im eingebauten Zustand. Die Spannstähle werden in 2 Klassen eingeteilt. Die Werte für Klasse 1 sind durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für den Spannstahl nachzuweisen. Die Werte für Nachweise des Verankerungsbereichs von Spanngliedern sind immer der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu entnehmen.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 6.8.4, Tabelle NA.6.4**

Kopplungen werden grundsätzlich im Rahmen von Zulassungen für Spannverfahren geregelt.

Die Verwendung von Stabdurchmessern $\phi > 40$ mm wird durch Zulassungen geregelt.

NDP Zu 6.8.4 (5)

Es gilt der empfohlene Wert $k_2 = 5$.

NDP Zu 6.8.6 (1)

$k_1 = 70 \text{ N/mm}^2$ und $k_2 = 0$

NDP Zu 6.8.6 (3)

$k_3 = 0,75$

NDP Zu 6.8.7 (1)

$N = 10^6$

$k_1 = 1,0$

NCI Zu 6.8.7 (3)

In diesem Fall darf die Betondruckfestigkeit $f_{cd,fat}$ mit dem Festigkeitsabminderungsbeiwert ν_1 nach NDP zu 6.2.3 (3) reduziert werden.

NCI Zu 7.1

(NA.3) Die Spannungsnachweise nach 7.2 dürfen für nicht vorgespannte Tragwerke des üblichen Hochbaus, die nach Abschnitt 6 bemessen wurden, im Allgemeinen entfallen, wenn

- die Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie ermittelt und im Grenzzustand der Tragfähigkeit um nicht mehr als 15 % umgelagert wurden und
- die bauliche Durchbildung nach Abschnitt 9 durchgeführt wird und insbesondere die Festlegungen für die Mindestbewehrungen eingehalten sind.

NDP Zu 7.2 (2)

Es gilt der empfohlene Wert $k_1 = 0,6$.

ANMERKUNG charakteristische = seltene Einwirkungskombination

NDP Zu 7.2 (3)

Es gilt der empfohlene Wert $k_2 = 0,45$.

NDP Zu 7.2 (5)

$$k_3 = 0,8$$

$$k_4 = 1,0$$

$k_5 = 0,65$ für die quasi-ständige Einwirkungskombination nach Abzug der Spannkraftverluste nach 5.10.5.2 und 5.10.6 unter Berücksichtigung des Mittelwertes der Vorspannung

ANMERKUNG charakteristische = seltene Einwirkungskombination

NCI Zu 7.2

(NA.6) Nach dem Absetzen der Pressenkraft bzw. dem Lösen der Verankerung darf der Mittelwert der Spannstahlspannung unter der seltenen Einwirkungskombination in keinem Querschnitt und zu keinem Zeitpunkt den kleineren Wert von $0,9f_{p0,1k}$ und $0,8f_{pk}$ überschreiten.

(NA.7) Im Bereich von Verankerungen und Auflagern dürfen die Nachweise nach Absatz (2) und (3) entfallen, wenn die Festlegungen in 8.10.3 sowie Abschnitt 9 eingehalten werden.

NDP Zu 7.3.1 (5)

Es gilt Tabelle NA.7.1.

Tabelle NA.7.1 — Rechenwerte für $w_{\max}$ (in Millimeter)

Expositions- klasse	Stahlbeton und Vorspannung ohne Verbund	Vorspannung mit nachträglichem Verbund	Vorspannung mit sofortigem Verbund	
	mit Einwirkungskombination			
	quasi-ständig	häufig	häufig	selten
X0, XC1	0,4 ^a	0,2	0,2	—
XC2 – XC4	0,3	0,2 ^{b, c}	0,2 ^b	
XS1 – XS3			Dekom- pression	0,2
XD1, XD2, XD3 ^d				

^a Bei den Expositionsclassen X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird i. Allg. zur Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes gesetzt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.

^b Zusätzlich ist der Nachweis der Dekompression unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination zu führen.

^c Wenn der Korrosionsschutz anderweitig sichergestellt wird (Hinweise hierzu in den Zulassungen der Spannverfahren), darf der Dekompressionsnachweis entfallen.

^d Beachte 7.3.1 (7).

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 7.3.1 (5)**

Für die Einhaltung des Grenzzustands der Dekompression ist nachzuweisen, dass der Betonquerschnitt um das Spannglied im Bereich von 100 mm oder von 1/10 der Querschnittshöhe unter Druckspannungen steht. Der größere Bereich ist maßgebend. Die Spannungen sind im Zustand II nachzuweisen.

Die ANMERKUNG zu Tabelle 7.1N entfällt.

NCI Zu 7.3.1 (8)

Auch an Stellen, an denen nach dem verwendeten Stabwerkmodell rechnerisch keine Bewehrung erforderlich ist, können Zugkräfte entstehen, die durch eine geeignete konstruktive Bewehrung, z. B. für wandartige Träger nach 9.7, abgedeckt werden müssen.

NCI Zu 7.3.1

(NA.10) Werden Betonstahlmatten mit einem Querschnitt $a_s \geq 6 \text{ cm}^2/\text{m}$ nach 8.7.5.1 in zwei Ebenen gestoßen, ist im Stoßbereich der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung mit einer um 25 % erhöhten Stahlspannung zu führen.

NCI Zu 7.3.2 (2)

Die Mindestbewehrung ist überwiegend am gezogenen Querschnittsrand anzuordnen, mit einem angemessenen Anteil aber auch so über die Zugzone zu verteilen, dass die Bildung breiter Sammelrisse vermieden wird.

Der Querschnitt der Mindestbewehrung darf vermindert werden, wenn die Zwangsschnittgröße die Risschnittgröße nicht erreicht. In diesen Fällen darf die Mindestbewehrung durch eine Bemessung des Querschnitts für die nachgewiesene Zwangsschnittgröße unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung ermittelt werden.

Dabei ist

$f_{ct,eff}$ die wirksame Zugfestigkeit des Betons zum betrachteten Zeitpunkt t , die beim Auftreten der Risse zu erwarten ist (bei diesem Nachweis als Mittelwert der Zugfestigkeit $f_{ctm}(t)$). In vielen Fällen, z. B. wenn der maßgebende Zwang aus dem Abfließen der Hydratationswärme entsteht, kann die Rissbildung in den ersten 3 Tagen bis 5 Tagen nach dem Einbringen des Betons in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen, der Form des Bauteils und der Art der Schalung entstehen. In diesem Fall darf, sofern kein genauerer Nachweis erforderlich ist, die Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm}(28 \text{ d})$ gesetzt werden. Falls diese Annahme getroffen wird, ist dies durch Hinweis in der Baubeschreibung und auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Wenn der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, sollte mindestens eine Zugfestigkeit von 3 N/mm^2 angenommen werden;

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen. Modifizierte Werte für k sind für unterschiedliche Fälle nachfolgend angegeben:

- a) Zugspannungen infolge im Bauteil selbst hervorgerufenen Zwangs (z. B. Eigenspannungen infolge Abfließen der Hydratationswärme):

k darf mit 0,8 multipliziert werden. Für h ist der kleinere Wert von Höhe oder Breite des Querschnitts oder Teilquerschnitts zu setzen;

- b) Zugspannungen infolge außerhalb des Bauteils hervorgerufenen Zwangs (z. B. Stützensenkung, wenn der Querschnitt frei von nichtlinear verteilten Eigenspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen ist): $k = 1,0$;

σ_c die Betonspannung in Höhe der Schwerlinie des Querschnitts oder Teilquerschnitts im ungerissenen Zustand unter der Einwirkungskombination, die am Gesamtquerschnitt zur Erstrissbildung führt.

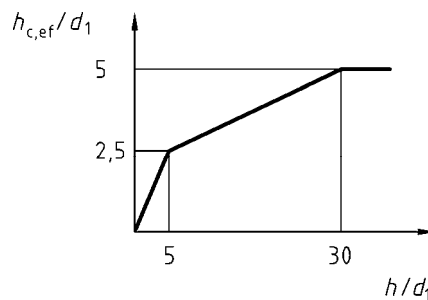
NCI Zu 7.3.2 (3)

ANMERKUNG Der Ansatz für den Wirkungsbereich der Bewehrung $A_{c,eff}$ mit $2,5(h - d)$ gilt nur für eine konzentrierte Bewehrungsanordnung und dünne Bauteile mit $h / (h - d) \leq 10$ bei Biegung und $h / (h - d) \leq 5$ bei zentrischem Zwang hinreichend genau. Bei dickeren Bauteilen kann der Wirkungsbereich bis auf $5(h - d)$ anwachsen (siehe Bild 7.1 d)).

Wenn die Bewehrung nicht innerhalb des Grenzbereiches $(h - x) / 3$ liegt, sollte dieser auf $(h - x) / 2$ mit x im Zustand I vergrößert werden.

NCI Zu 7.3.2; Bild 7.1N

Bild 7.1N wird ergänzt um Bild NA.7.1d):



$$d_1 = (h - d)$$

Bild NA.7.1d) — Vergrößerung der Höhe $h_{c,ef}$ des Wirkungsbereiches der Bewehrung bei zunehmender Bauteildicke

NDP Zu 7.3.2 (4)

In Bauteilen mit Vorspannung mit Verbund ist die Mindestbewehrung nicht in Bereichen erforderlich, in denen im Beton unter der seltenen Einwirkungskombination und unter den maßgebenden charakteristischen Werten der Vorspannung Betondruckspannungen $\sigma_{c,p}$ am Querschnittsrand auftreten, die dem Betrag nach größer als $1,0 \text{ N/mm}^2$ sind. Anderenfalls ist Mindestbewehrung nachzuweisen.

ANMERKUNG charakteristische = seltene Einwirkungskombination

NCI Zu 7.3.2 Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite

(NA.5) Bei dickeren Bauteilen darf die Mindestbewehrung unter zentrischem Zwang für die Begrenzung der Rissbreiten je Bauteilseite unter Berücksichtigung einer effektiven Randzone $A_{c,eff}$ mit Gleichung (NA.7.5.1) je Bauteilseite berechnet werden.

$$A_{s,min} = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} / \sigma_s \geq k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / f_{yk} \quad (\text{NA.7.5.1})$$

Dabei ist

$A_{c,eff}$ der Wirkungsbereich der Bewehrung nach Bild 7.1: $A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$;

A_{ct} die Fläche der Betonzugzone je Bauteilseite mit $A_{ct} = 0,5 h \cdot b$.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01

Der Grenzdurchmesser der Bewehrungsstäbe zur Bestimmung der Betonstahlspannung in Gleichung (NA.7.5.1) muss in Abhängigkeit von der wirksamen Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ folgendermaßen modifiziert werden:

$$\phi = \phi_s^* \cdot f_{ct,eff} / 2,9 \quad (\text{NA.7.5.2})$$

Es braucht aber nicht mehr Mindestbewehrung eingelegt zu werden, als sich nach Gleichung (7.1) mit Gleichung (NA.7.7) bzw. nach 7.3.4 ergibt.

(NA.6) Werden langsam erhärtende Betone mit $r \leq 0,3$ verwendet (in der Regel bei dickeren Bauteilen), darf die Mindestbewehrung mit einem Faktor 0,85 verringert werden. Die Rahmenbedingungen der Anwendungsvoraussetzungen für die Bewehrungsverringerung sind dann in den Ausführungsunterlagen festzulegen.

ANMERKUNG Kennwert für die Festigkeitsentwicklung des Betons $r = f_{cm2} / f_{cm28}$ nach DIN EN 206-1.

NCI Zu 7.3.3 (1)

Die Regel darf nur für Platten in der Expositionsklasse XC1 angewendet werden.

NCI Zu 7.3.3 (2)

ANMERKUNG wird ergänzt:

Es gelten Tabelle NA.7.2 und 7.3N.

Bei Bauteilen mit im Verbund liegenden Spanngliedern ist die Betonstahlspannung für die maßgebende Einwirkungskombination unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Betonstahl und Spannstahl nach Gleichung (NA.7.5.3) zu berechnen:

$$\sigma_s = \sigma_{s2} + 0,4 \cdot f_{ct,eff} \left(\frac{1}{\rho_{p,eff}} - \frac{1}{\rho_{tot}} \right) \quad (\text{NA.7.5.3})$$

Dabei ist

σ_{s2} die Spannung im Betonstahl bzw. der Spannungszuwachs im Spannstahl im Zustand II für die maßgebende Einwirkungskombination unter Annahme eines starren Verbundes;

$\rho_{p,eff}$ der effektive Bewehrungsgrad unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundfestigkeiten nach Gleichung (7.10);

ρ_{tot} der geometrische Bewehrungsgrad:

$$\rho_{tot} = (A_s + A_p) / A_{c,eff} \quad (\text{NA.7.5.4})$$

Dabei ist

A_s die Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung, siehe Legende zu Gleichung (7.1);

A_p die Querschnittsfläche der Spannglieder, die im Wirkungsbereich $A_{c,eff}$ der Bewehrung liegen;

$A_{c,eff}$ der Wirkungsbereich der Bewehrung nach Bild 7.1, im Allgemeinen darf $h_{eff} = 2,5d_1$ (konstant) verwendet werden;

$f_{ct,eff}$ die wirksame Betonzugfestigkeit nach NCI zu 7.3.2 (2).

Tabelle NA.7.2 — Grenzdurchmesser bei Betonstählen

	Grenzdurchmesser bei Betonstählen ϕ_s^* ^a mm		
σ_s ^b N/mm ²	w_k		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	54	41	27
200	35	26	17
240	24	18	12
280	18	13	9
320	14	10	7
360	11	8	5
400	9	7	4
450	7	5	3

^a Die Werte der Tabelle NA.7.2 basieren auf den folgenden Annahmen:
Grenzwerte der Gleichungen (7.9) und (7.11) mit $f_{ct,eff} = 2,9$ N/mm² und $E_s = 200\,000$ N/mm²:

$$\sigma_s = \sqrt{w_k \frac{3,48 \cdot 10^6}{\sigma_s^*}}$$

^b unter der maßgebenden Einwirkungskombination

Mindestbewehrung Rissmoment Biegung nach 7.3.2:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{4(h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (\text{NA.7.6})$$

Mindestbewehrung zentrischer Zug nach 7.3.2:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{8(h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (\text{NA.7.7})$$

Lastbeanspruchung:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{4(h-d) \cdot b \cdot 2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (\text{NA.7.7.1})$$

Dabei ist

σ_s die Betonstahlspannung im Zustand II; bei Spanngliedern im Verbund nach Gleichung (NA.7.5.3).

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 7.3.3**

(NA.6)P Bei Stabbündeln ist anstelle des Stabdurchmessers der n -Einzelstäbe der Vergleichsdurchmesser des Stabbündels $\phi_n = \phi \cdot \sqrt{n}$ anzusetzen.

(NA.7) Werden in einem Querschnitt Stäbe mit unterschiedlichen Durchmessern verwendet, darf ein mittlerer Stabdurchmesser $\phi_m = \sqrt{\sum \phi_i^2} / \sum \phi_i$ angesetzt werden.

(NA.8) Bei Betonstahlmatten mit Doppelstäben darf der Durchmesser eines Einzelstabes angesetzt werden.

(NA.9) Die Begrenzung der Schubrissbreite darf ohne weiteren Nachweis als sichergestellt angenommen werden, wenn die Bewehrungsregeln nach 8.5 und die Konstruktionsregeln nach 9.2.2 und 9.2.3 eingehalten sind.

NCI Zu 7.3.4 (1)

Wenn die Rissbreiten für Beanspruchungen berechnet werden, bei denen die Zugspannungen aus einer Kombination von Zwang und Lastbeanspruchung herrühren, dürfen die Gleichungen dieses Abschnitts verwendet werden. Jedoch sollte die Dehnung infolge Lastbeanspruchung, die auf Grundlage eines gerissenen Querschnitts berechnet wurde, um den Wert infolge Zwang erhöht werden.

NCI Zu 7.3.4 (2)

Wenn die resultierende Dehnung infolge von Zwang im gerissenen Zustand den Wert 0,8 ‰ nicht überschreitet, ist es im Allgemeinen ausreichend, die Rissbreite für den größeren Wert der Spannung aus Zwang- oder Lastbeanspruchung zu ermitteln.

Die wirksame Betonzugfestigkeit in Gleichung (7.9) entspricht $f_{ct,eff}$ nach NCI zu 7.3.2 (2) (jedoch ohne Ansatz einer Mindestbetonzugfestigkeit).

In der Regel ist das Verbundkriechen zu berücksichtigen und $k_t = 0,4$ zu setzen.

Bei Bauteilen mit Vorspannung mit Verbund ist σ_s nach (NCI) zu 7.3.3 (2) zu berücksichtigen.

NDP Zu 7.3.4 (3)

$$k_1 \cdot k_2 = 1; k_3 = 0; k_4 = 1 / 3,6$$

Dabei darf $s_{r,max}$ nach Gleichung (7.11) mit

$$s_{r,max} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3,6 \cdot f_{ct,eff}}$$

und bei Betonstahlmatten auf maximal zwei Maschenweiten begrenzt werden.

NCI Zu 7.3.4 (5)

Wenn für diese Wände der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung geführt wird, sollte ein oberer Grenzwert der Rissbreite im Einzelfall festgelegt werden. Der maximale Rissabstand sollte jedoch gleich der 2-fachen Wandhöhe gesetzt werden.

NCI Zu 7.4.1 (3)

ANMERKUNG In diesem Abschnitt werden nur Verformungen in vertikaler Richtung von biegebeanspruchten Bauteilen behandelt. Dabei wird unterschieden in

- Durchhang: vertikale Bauteilverformung bezogen auf die Verbindungslinie der Unterstützungspunkte,
- Durchbiegung: vertikale Bauteilverformung bezogen auf die Systemlinie des Bauteils (z.B. bei Schalungsüberhöhungen bezogen auf die überhöhte Lage).

NCI Zu 7.4.1 (4)

Bei Kragträgern darf für die Stützweite die 2,5-fache Kraglänge angesetzt werden, d.h. $\text{Durchhang} \leq 1/100$ der Kraglänge. Der maximal zulässige Durchhang eines Kragträgers sollte jedoch den des benachbarten Feldes nicht überschreiten.

In Fällen, in denen der Durchhang weder die Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt noch besondere Anforderungen an das Erscheinungsbild gestellt werden, darf dieser Wert erhöht werden.

ANMERKUNG Auch bei Anwendung der Biegeschlankheitskriterien bzw. sorgfältiger Verformungsberechnung können die Verformungsgrenzwerte gelegentlich und geringfügig überschritten werden.

NDP Zu 7.4.2 (2)

Es gilt die empfohlene Tabelle 7.4N.

NCI Zu 7.4.2 (2)

Die Biegeschlankheiten nach Gleichung (7.16) sollten jedoch allgemein auf die Maximalwerte $l/d \leq K \cdot 35$ und bei Bauteilen, die verformungsempfindliche Ausbauelemente beeinträchtigen können, auf $l/d \leq K^2 \cdot 150$ begrenzt werden.

NCI Zu 7.4.3 (2)P

ANMERKUNG In der Literatur finden sich weitere Hinweise zur Berechnung der Durchbiegung von Stahlbetonbauteilen (siehe DAfStb-Heft 600).

NCI Zu 8.1 (1)P

Für die außergewöhnliche Einwirkung aus Fahrzeuganprall im Hochbau dürfen die Bewehrungsregeln uneingeschränkt verwendet werden.

NDP Zu 8.2 (2)

$$k_1 = 1$$

$$k_2 = 0 \quad \text{für } d_g \leq 16 \text{ mm}$$

$$k_2 = 5 \quad \text{für } d_g > 16 \text{ mm}$$

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NDP Zu 8.3 (2)**

Es gilt Tabelle NA.8.1.

Tabelle NA.8.1 — Mindest-Biegerollendurchmesser $D_{\min}$ **a) für Stäbe**

Mindestwerte der Biegerollendurchmesser für Haken, Winkelhaken, Schlaufen, Bügel		Mindestwerte der Biegerollendurchmesser für Schrägstäbe oder andere gebogene Stäbe		
Stabdurchmesser mm		Mindestwerte der Betondeckung rechtwinklig zur Biegeebene		
$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	$> 100 \text{ mm}$ und $> 7\phi$	$> 50 \text{ mm}$ und $> 3\phi$	$\leq 50 \text{ mm}$ oder $\leq 3\phi$
4ϕ	7ϕ	10ϕ	15ϕ	20ϕ

b) für nach dem Schweißen gebogene Bewehrung (Stäbe und Matten)

für	vorwiegend ruhende Einwirkungen		nicht vorwiegend ruhende Einwirkungen	
	Schweißung außerhalb	Schweißung innerhalb	Schweißung auf der Außenseite	Schweißung auf der Innenseite
	des Biegebereiches		der Biegung	
$a < 4\phi$	20ϕ	20ϕ	100ϕ	500ϕ
$a \geq 4\phi$	Werte nach Tabelle NA.8.1a)			
Dabei ist				
a der Abstand zwischen Biegeanfang und Schweißstelle.				

NCI Zu 8.3

(NA.4)P Beim Hin- und Zurückbiegen gelten die Absätze (NA.5)P bis (NA.7)P.

(NA.5)P Beim Kaltbiegen von Betonstählen sind die folgenden Bedingungen einzuhalten:

- Der Stabdurchmesser darf maximal $\phi = 14 \text{ mm}$ sein. Ein Mehrfachbiegen (wiederholtes Hin- und Zurückbiegen an derselben Stelle) ist nicht zulässig.
- Bei vorwiegend ruhenden Einwirkungen muss der Biegerollendurchmesser beim Hinbiegen mindestens $D_{\min} = 6\phi$ betragen. Die Bewehrung darf im GZT höchstens zu 80 % ausgenutzt werden.
- Bei nicht vorwiegend ruhender Einwirkung muss der Biegerollendurchmesser beim Hinbiegen mindestens 15ϕ betragen. Die Schwingbreite der Stahlspannung darf 50 N/mm^2 nicht überschreiten.
- Im Bereich der Rückbiegestelle ist die Querkraft auf $0,30V_{Rd,max}$ bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung senkrecht zur Bauteilachse und $0,20V_{Rd,max}$ bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung in einem Winkel $\alpha < 90^\circ$ zur Bauteilachse zu begrenzen. Dabei darf $V_{Rd,max}$ nach 6.2.3 vereinfachend mit $\theta = 40^\circ$ ermittelt werden.

(NA.6)P Beim Warmbiegen von Betonstählen sind die folgenden Bedingungen einzuhalten:

- Wird Betonstahl B500 bei der Verarbeitung warm gebogen ($\geq 500^\circ\text{C}$), so darf er nur mit einer Streckgrenze von $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ in Rechnung gestellt werden.
- Bei nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen darf die Schwingbreite der Stahlspannung 50 N/mm^2 nicht überschreiten.

(NA.7)P Verwahrkästen für Bewehrungsanschlüsse sind so auszubilden, dass sie weder die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts noch den Korrosionsschutz der Bewehrung beeinträchtigen.

ANMERKUNG Einzelheiten der technischen Ausführung sind z. B. im DBV-Merkblatt „Rückbiegen von Betonstahl und Anforderungen an Verwahrkästen“ enthalten.

NCI Zu 8.4.1 (2), Bild 8.1 e)

Der Grundwert der Verankerungslänge darf bei gebogenen Bewehrungsstäben nur dann über die Krümmung nach Bild 8.1a) gemessen werden, wenn der größere Biegerollendurchmesser nach Tabelle NA.8.1 für Schrägstäbe und gebogene Stäbe eingehalten ist. Für gebogene Stäbe mit einem kleineren Biegerollendurchmesser (Haken, Winkelhaken, Schlaufen) ist die Ersatzverankerungslänge $l_{b,eq}$ nach Bild 8.1b) bis 8.1d) zu verwenden.

Schweißverbindungen sind als tragende Verbindungen auszuführen (z. B. in Bild 8.1e).

NCI Zu 8.4.1 (3)

Für die Verankerung von Druckbewehrungen sind auch Schlaufen nicht zulässig.

NCI Zu 8.4.1 (4)

ANMERKUNG Einem Abplatzen des Betons oder einer Zerstörung des Betongefüges kann vorgebeugt werden, indem eine Konzentration von Verankerungen vermieden wird.

NCI Zu 8.4.1 (5)

Sofern rechnerisch nicht nachweisbar, sind Ankerkörper durch Zulassungen zu regeln.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 8.4.2 (2)**

ANMERKUNG Für f_{ctd} darf hier nach NDP zu 3.1.6 (2) $1,0 \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ eingesetzt werden.

NCI Zu 8.4.2, Bild 8.2

Der gute Verbundbereich darf im unteren Bauteilbereich auf 300 mm Höhe angenommen werden, d.h.

Bild 8.2b): $h \leq 300$ mm

Bild 8.2c): $h > 300$ mm sowie Maß für gute Verbundbedingungen auf 300 mm erhöhen.

Der gute Verbundbereich darf auch für liegend gefertigte stabförmige Bauteile (z. B. Stützen) angenommen werden, die mit einem Außenrüttler verdichtet werden und deren äußere Querschnittsabmessungen 500 mm nicht überschreiten.

NCI Zu 8.4.3 (3)

Die gerade Vorlänge (Abstand zwischen Beginn der Verankerungslänge und Beginn der Krümmung) sollte z. B. in Rahmenecken ausreichend lang sein (z. B. $0,5/l_{bd}$, mit $\alpha_1 = 1,0$).

NCI Zu 8.4.4 (1), Bild 8.3

ANMERKUNG Bei Übergreifungsstößen gerader Stäbe nach Bild 8.3a) darf die Betondeckung orthogonal zur Stoßebene unberücksichtigt bleiben, d.h. $c_d = \min \{a/2; c_1\}$.

NCI Zu 8.4.4 (1), Gleichungen (8.6) und (8.7)

Gleichung (8.6): Bei $l_{b,min}$ darf auch α_1 und α_4 berücksichtigt werden. Der Mindestwert 100 mm darf unterschritten werden. Der Mindestwert 10ϕ darf bei direkter Lagerung auf $6,7\phi$ reduziert werden.

Gleichung (8.7): Der Mindestwert 100 mm darf unterschritten werden.

NCI Zu 8.4.4 (2)

- $l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$ für Haken, Winkelhaken und Schlaufen mit mindestens einem angeschweißten Querstab innerhalb von $l_{b,rqd}$ vor Krümmungsbeginn
- $l_{b,eq} = 0,5 \cdot l_{b,rqd}$ für gerade Stabenden mit mindestens zwei angeschweißten Stäben innerhalb $l_{b,rqd}$ (Stababstand $s < 100$ mm und $\geq 5\phi$ und ≥ 50 mm), jedoch nur zulässig bei Einzelstäben mit $\phi \leq 16$ mm und bei Doppelstäben mit $\phi \leq 12$ mm

Grundsätzlich gilt $l_{b,eq} \geq l_{b,min}$.

Wenn wegen Querkzugspannungen der Beiwert $\alpha_5 > 1,0$ anzusetzen ist, muss dieser bei der Ermittlung der Ersatzverankerungslänge zusätzlich berücksichtigt werden.

NCI zu 8.4.4 (2), Tabelle 8.2

Bei Schlaufenverankerungen mit $c_d > 3\phi$ und mit Biegerollendurchmessern $D \geq 15\phi$ darf $\alpha_1 = 0,5$ angesetzt werden.

Der Beiwert α_2 ist in der Regel mit $\alpha_2 = 1,0$ anzusetzen.

Bei direkter Lagerung darf $\alpha_5 = 2/3$ gesetzt werden.

Falls eine allseitige, durch Bewehrung gesicherte Betondeckung von mindestens 10ϕ vorhanden ist, darf $\alpha_5 = 2/3$ angenommen werden. Dies gilt nicht für Übergreifungsstöße mit einem Achsabstand der Stöße von $s \leq 10\phi$.

Der Beiwert α_5 ist auf 1,5 zu erhöhen, wenn rechtwinklig zur Bewehrungsebene ein Querkzug vorhanden ist, der eine Rissbildung parallel zur Bewehrungsstabachse im Verankerungsbereich erwarten lässt. Wird bei vorwiegend ruhenden Einwirkungen die Breite der Risse parallel zu den Stäben auf $w_k \leq 0,2$ mm im GZG begrenzt, darf auf diese Erhöhung verzichtet werden.

ANMERKUNG Verankerungen mit gebogenen Druckstäben sind unzulässig (siehe NCI zu 8.4.1 (3)).

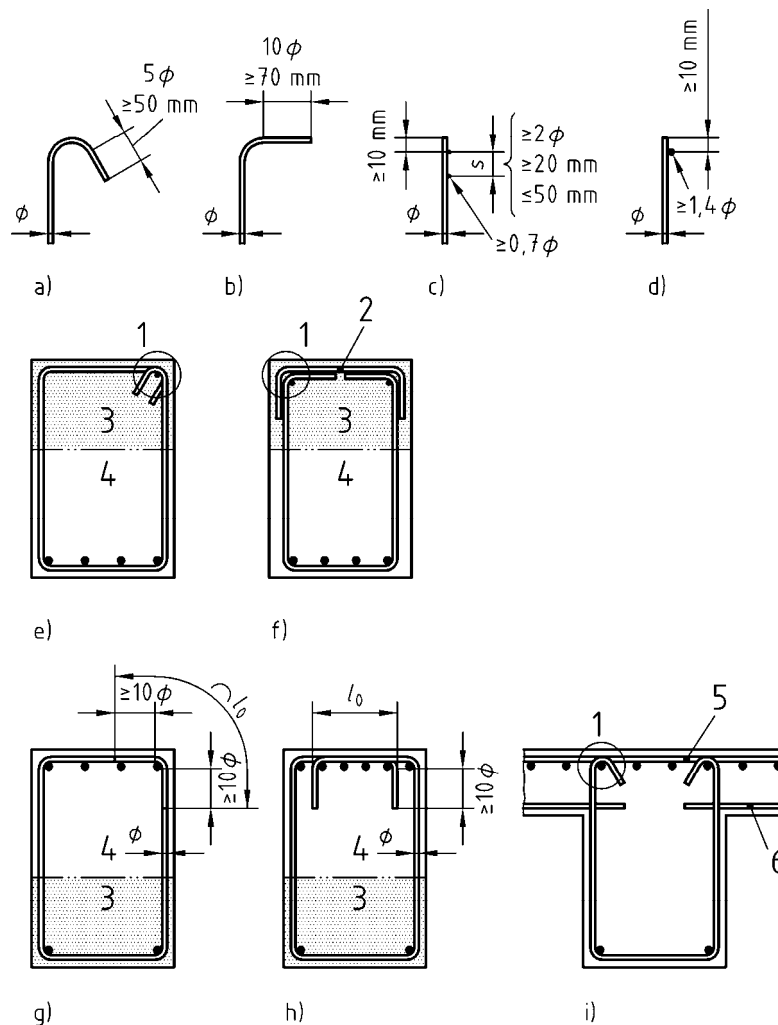
NCI Zu 8.5

(NA.3)P Bei Balken sind die Bügel in der Druckzone nach Bild NA.8.5 e) oder Bild NA.8.5 f), in der Zugzone nach Bild NA.8.5 g) oder Bild NA.8.5 h) zu schließen.

(NA.4) Bei Plattenbalken dürfen die für die Querkrafttragfähigkeit erforderlichen Bügel im Bereich der Platte mittels durchgehender Querstäbe nach Bild NA.8.5 i) geschlossen werden, wenn der Bemessungswert der Querkraft $V_{Ed} \leq 2/3 V_{Rd,max}$ nach 6.2.3 beträgt.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 8.5, Bild 8.5**

Bild 8.5 wird durch Bild NA.8.5 ersetzt.

**Legende**

1 Verankerungselemente nach a) bzw. b)

2 Kappenbügel

3 Betondruckzone

4 Betonzugzone

5 obere Querbewehrung

6 untere Bewehrung der anschließenden Platte

a) Haken

b) Winkelhaken

c) gerade Stabenden mit zwei angeschweißten Querstäben

d) gerade Stabenden mit einem angeschweißten Querstab

e) und f) Schließen in der Druckzone

g) und h) Schließen in der Zugzone (l_0 mit $\alpha_1 = 0,7$ nach Tabelle 8.2 mit Haken oder Winkelhaken am Bügelende)

i) Schließen bei Plattenbalken im Bereich der Platte

ANMERKUNG Für c) und d) darf in der Regel die Betondeckung nicht weniger als 3ϕ oder 50 mm betragen.**Bild NA.8.5 — Verankerung und Schließen von Bügeln**

NDP Zu 8.6 (2)

$$F_{btd} = 0$$

(NA.8.8)

Dies gilt auch für Gleichung (8.9).

NCI Zu 8.6 (5)

Analog 8.6 (2) ist $F_{btd} = 0$ zu setzen.

NCI Zu 8.7.1 (1)P

Mechanische Verbindungen sind durch Zulassungen zu regeln.

NCI Zu 8.7.2

(NA.5) Druckstäbe mit $\phi \geq 20$ mm dürfen in Stützen durch Kontaktstoß der Stabstirnflächen gestoßen werden, wenn sie beim Betonieren lotrecht stehen, die Stützen an beiden Enden unverschieblich gehalten sind und die gestoßenen Stäbe auch unter Berücksichtigung einer Beanspruchung nach 5.8 (Theorie II. Ordnung) zwischen den gehaltenen Stützenenden nur Druck erhalten. Der zulässige Stoßanteil beträgt dabei maximal 50 % und ist gleichmäßig über den Querschnitt zu verteilen. Die Querschnittsfläche der nicht gestoßenen Bewehrung muss mindestens 0,8 % des statisch erforderlichen Betonquerschnitts betragen. Die Stöße sind in den äußeren Vierteln der Stützenlänge anzuordnen. Der Längsversatz der Stöße muss mindestens $1,3l_{b,rqd}$ betragen ($l_{b,rqd}$ nach Gleichung (8.3) mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$). Die Stabstirnflächen müssen rechtwinklig zur Längsachse hergestellt und entgratet sein. Ihr mittiger Sitz ist durch eine feste Führung zu sichern, die die Stoßfuge vor dem Betonieren teilweise sichtbar lässt.

NCI Zu 8.7.3 (1)

Gleichung (8.11): Bei $l_{0,min}$ darf neben α_6 auch α_1 berücksichtigt werden.

Statt Tabelle 8.3 ist in Deutschland TabelleNA.8.3 anzuwenden.

Tabelle NA.8.3 — Beiwert α_6

Stoß	Stab- ϕ	Stoßanteil einer Bewehrungslage	
		$\leq 33 \%$	$> 33 \%$
Zug	< 16 mm	1,2 ^a	1,4 ^a
	≥ 16 mm	1,4 ^a	2,0 ^b
Druck	alle	1,0	1,0
Wenn die lichten Stababstände $a \geq 8\phi$ (Bild 8.7) und der Randabstand in der Stoßebene $c_1 \geq 4\phi$ (Bild 8.3) eingehalten werden, darf der Beiwert α_6 reduziert werden auf:			
a $\alpha_6 = 1,0$			
b $\alpha_6 = 1,4$			

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**Zu 8.7.4.1 (3)**

Zusätzlich gilt:

In flächenartigen Bauteilen muss die Querbewehrung ebenfalls bündelartig ausgebildet werden, falls $a \leq 5\phi$ ist; sie darf jedoch auch gerade sein, wenn die Übergreifungslänge um 30 % erhöht wird.

Sofern der Abstand der Stoßmitten benachbarter Stöße mit geraden Stabenden in Längsrichtung etwa 0,5 l_0 beträgt, ist kein bündelartiges Umschließen der Längsbewehrung erforderlich.

Werden bei einer mehrlagigen Bewehrung mehr als 50 % des Querschnitts der einzelnen Lagen in einem Schnitt gestoßen, sind die Übergreifungsstöße durch Bügel zu umschließen, die für die Kraft aller gestoßenen Stäbe zu bemessen sind.

NCI Zu 8.7.4.1

(NA.5) In vorwiegend biegebeanspruchten Bauteilen ab der Festigkeitsklasse C70/85 sind die Übergreifungsstöße durch Bügel zu umschließen, wobei die Summe der Querschnittsfläche der orthogonalen Schenkel gleich der erforderlichen Querschnittsfläche der gestoßenen Längsbewehrung sein muss.

NCI Zu 8.7.5.1 (1)

Zu Bild 8.10 wird Bild NA.8.10 c) ergänzt.

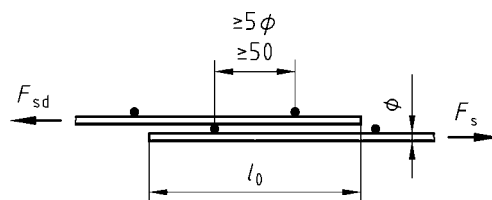


Bild NA.8.10 c) — Übergreifungsstoß der Querbewehrung

NCI Zu 8.7.5.1 (3)

Die Übergreifungslänge für verschränkte Betonstahlmatten ist nach Gleichung (8.10) zu berechnen. Darüber hinaus sollte $l_{0,min}$ nach Gleichung (8.11) den Abstand der Querbewehrung s_{quer} bei Matten nicht unterschreiten.

NCI Zu 8.7.5.1 (4)

Zwei-Ebenen-Stöße ohne bündelartige Umschließung sind zulässig, wenn der zu stoßende Mattenquerschnitt $a_s \leq 6 \text{ cm}^2/\text{m}$ beträgt.

NCI Zu 8.7.5.1 (6)

Für Zwei-Ebenen Stöße gilt:

Betonstahlmatten mit einem Bewehrungsquerschnitt $a_s \leq 12 \text{ cm}^2/\text{m}$ dürfen stets ohne Längsversatz gestoßen werden. Vollstöße von Matten mit größerem Bewehrungsquerschnitt sind nur in der inneren Lage bei mehrlagiger Bewehrung zulässig, wobei der gestoßene Anteil nicht mehr als 60 % des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts betragen darf.

Die Übergreifungslänge (siehe Bild 8.10b)) darf folgenden Wert nicht unterschreiten:

$$l_0 = l_{b,rqd} \cdot \alpha_7 \geq l_{0,min} \quad (NA.8.11.1)$$

Dabei ist

- $l_{b,rqd}$ der Grundwert der Verankerungslänge nach Gleichung (8.3);
- α_7 der Beiwert Mattenquerschnitt mit $\alpha_7 = 0,4 + a_{s,vorh} / 8$ mit $1,0 \leq \alpha_7 \leq 2,0$;
- $a_{s,vorh}$ die vorhandene Querschnittsfläche der Bewehrung im betrachteten Schnitt in cm^2/m ;
- $l_{0,min}$ der Mindestwert der Übergreifungslänge mit $l_{0,min} = 0,3 \cdot \alpha_7 \cdot l_{b,rqd} \geq s_q; \geq 200 \text{ mm}$;
- s_q der Abstand der geschweißten Querstäbe.

NCI Zu 8.7.5.2 (1)

Tabelle 8.4 wird um eine Zeile ergänzt:

Stabdurchmesser mm	Übergreifungslänge
$\phi > 12$	$\geq 500 \text{ mm}$ $\geq 2 \text{ Mattenmaschen}$

NDP Zu 8.8 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $\phi_{\text{arge}} = 32 \text{ mm}$.

Stäbe mit $\phi > 32 \text{ mm}$ dürfen nur in Bauteilen mit einer Mindestdicke von 15ϕ und der Festigkeitsklassen C20/25 bis C80/95 eingesetzt werden.

Bei überwiegend auf Druck beanspruchten Bauteilen darf hiervon abgewichen werden, wenn die Bedingungen nach 8.4, 8.7 und 9.5 eingehalten sind.

Die Verwendung von Stabdurchmessern $\phi > 40 \text{ mm}$ wird durch Zulassungen geregelt.

NCI Zu 8.8 (4)

Stöße dürfen nur mittels mechanischer Verbindungen oder als geschweißte Stöße ausgeführt werden. Übergreifungsstöße sind nur in überwiegend biegebeanspruchten Bauteilen zulässig, wenn maximal 50 % der Stäbe in einem Schnitt gestoßen werden. Stöße gelten dabei als längsversetzt, wenn der Längsabstand der Stoßmitten mindestens $1,5l_0$ beträgt.

NCI Zu 8.8

(NA.9)P Beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach 6.2.2 und der Torsionstragfähigkeit nach 6.3 ist der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ mit dem Faktor 0,9 zu multiplizieren.

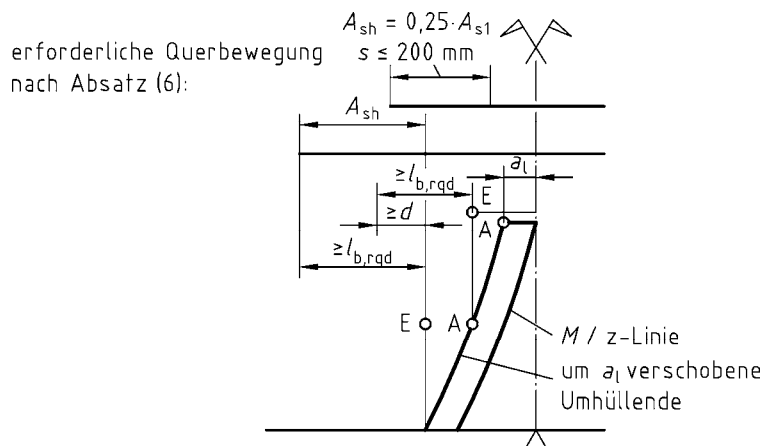
(NA.10)P Die Bauteile müssen direkt gelagert sein (siehe 1.5.2.26), so dass die Auflagerkraft normal zum unteren Bauteilrand mit Druckspannungen eingetragen wird.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01

(NA.11) Gerade oder kreisförmig gekrümmte Stäbe dürfen verwendet werden, wenn der Mindestbiegerollendurchmesser $D_{\min} = 1,00$ m eingehalten wird.

(NA.12)P In biegebeanspruchten Bauteilen ist die zur Aufnahme der Stützmomente angeordnete Bewehrung im Bereich rechnerischer Betondruckspannungen zu verankern.

(NA.13)P Zur Verankerung gerader Stäbe ist das Grundmaß $l_{b,reqd}$ (nach Gleichung (8.3) mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$) erforderlich. Die ersten endenden Stäbe müssen jedoch mindestens um das Maß d über den Nullpunkt der Zugkraftlinie hinausgeführt werden (siehe Bild NA.8.11.1). Die Anzahl der in einem Schnitt endenden Stäbe ergibt sich aus der Zugkraftdeckung nach 9.2.1.3. Als längsversetzt gelten Stäbe mit einem Abstand $\geq l_{b,reqd}$ (nach Gleichung (8.3) mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$).

**Legende**

- A rechnerischer Anfangspunkt
- E rechnerischer Endpunkt
- a_i Versatzmaß
- d statische Nutzhöhe
- A_{s1} Fläche eines Längsstabes

Bild NA.8.11.1 — Verankerung von geraden Stäben $\phi > 32$ mm im Stützbereich

(NA.14) In massigen Bauteilen mit $h \geq 800$ mm darf die Bewehrung gestaffelt werden. Die Anzahl der in einem Schnitt endenden Stäbe ergibt sich aus der Zugkraftdeckung nach 9.2.1.3. Als längsversetzt gelten Stabenden mit einem Abstand größer $0,5l_{b,reqd}$ (nach Gleichung (8.3) mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$). Es dürfen nur innenliegende Stäbe vor dem Auflager enden. Der über das Auflager zu führende Prozentsatz der Längsbewehrung muss Absatz (1) entsprechen.

(NA.15)P Zur Verbundsicherung ist über die ganze Länge der Bewehrung eine Zusatzbewehrung anzuordnen und im Bauteilinneren so zu verankern, dass jeweils maximal drei Stäbe von einem Bügel umfasst werden (siehe Bild NA.8.11.2). Der Bügelquerschnitt muss dabei $A_{sw} = 0,1A_s$ (cm^2/m und Stab) und der Abstand $s_w \leq 200$ mm sein.

Bei Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung gilt diese Bedingung als eingehalten, wenn mindestens 50 % der erforderlichen Querkraftbewehrung in Form von Bügeln angeordnet wird.

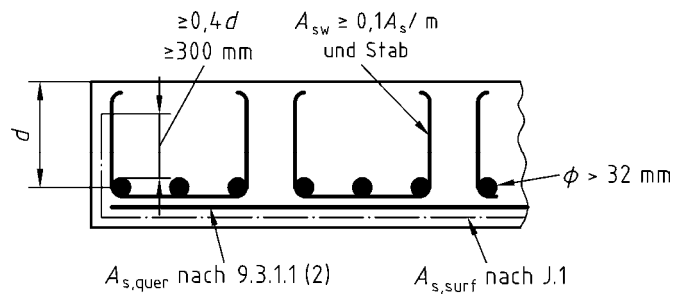


Bild NA.8.11.2 — Zusatzbewehrung zur Verbundsicherung von geraden Stäben $\phi > 32$ mm

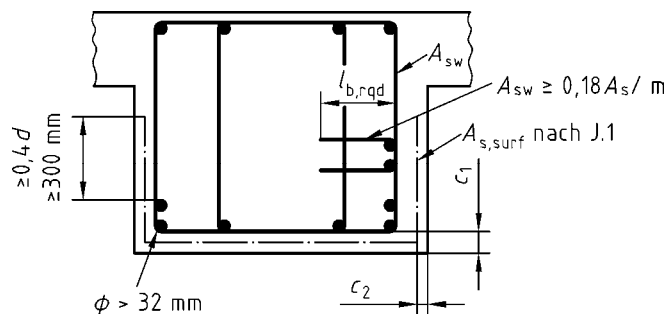
(NA.16) Liegt die erforderliche Querbewehrung $A_{st} = 0,25A_s$ mindestens zu 50 % außen, wird der horizontale Anteil $A_{st} \geq 0,1A_s$ cm²/m der Bewehrung zur Verbundsicherung abgedeckt. Die Oberflächenbewehrung darf dabei angerechnet werden.

(NA.17)P Zur Verbundsicherung ist in Querrichtung eine zusätzliche Bewehrung von $0,1A_s$ [cm²/m] über die gesamte Balkenlänge erforderlich. Diese muss die Zugbewehrung umschließen und im Balkensteg verankert werden. Die Querstäbe der Oberflächenbewehrung nach Anhang J.1 dürfen dafür herangezogen werden.

(NA.18)P Jeder zweite Längsstab muss von einem Bügelschenkel gehalten werden, der im Bauteilinneren verankert ist. Diese Längsstäbe sind in den Biegelecken anzuordnen.

(NA.19) In plattenartigen Bauteilen mit mehrlagiger Bewehrung ist die erforderliche Querbewehrung möglichst gleichmäßig zwischen den einzelnen Stablagen zu verteilen.

(NA.20)P Bei Balken und Platten mit mehrlagiger Bewehrung sind ab der dritten Lage die an den Stegseiten angeordneten Stäbe gegen seitliches Ausbrechen durch eine entsprechende Bewehrung zu sichern. Diese kann aus Steckbügeln bestehen, welche die Randstäbe von mindestens zwei Lagen in das Bauteilinnere verankern. Der Querschnitt der Steckbügel muss mindestens $0,18A_{sl}$ cm²/m, bezogen auf einen in das Bauteilinnere geführten Schenkel betragen (siehe Bild NA.8.11.3).



Legende

- c_1 Betondeckung der Längsbewehrung A_s
 c_2 Betondeckung der Oberflächenbewehrung $A_{s,surf}$

Bild NA.8.11.3 — Balken und Anordnung von Steckbügeln bei mehrlagiger Bewehrung $\phi > 32$ mm

(NA.21)P Bei Druckgliedern muss der Bügelabstand $s_w \leq h_{min} / 2 \leq 300$ mm betragen (mit h_{min} die kleinste Querschnittsabmessung).

(NA.22) Für das Schweißen an der Bewehrung sind stets vorgezogene Arbeitsprüfungen nach DIN EN ISO 17660-1:2006-12, Abschnitte 11 und 12 erforderlich, die von einer für die Überwachung von Betonstählen anerkannten Stelle geprüft werden müssen.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01

NCI Zu 8.9.1 (1)

Die Durchmesser der Einzelstäbe dürfen $\phi = 28$ mm nicht überschreiten.

NCI Zu 8.9.1 (2)

Bei Betonfestigkeitsklassen $\geq C70/85$ ist $\phi_h \leq 28$ mm einzuhalten, sofern keine genaueren Untersuchungsergebnisse vorliegen.

NCI Zu 8.9.2 (3)

Auf die Bügel darf verzichtet werden, wenn der Spitzendruck durch andere Maßnahmen (z. B. Anordnung der Stabenden innerhalb einer Deckenscheibe) aufgenommen wird; in diesem Fall ist ein Bügel außerhalb des Verankerungsbereichs anzuordnen.

NCI Zu 8.10.1.1 (1)P

Zwischen im Verbund liegenden Spanngliedern und verzinkten Einbauteilen oder verzinkter Bewehrung müssen mindestens 20 mm Beton vorhanden sein; außerdem darf keine metallische Verbindung bestehen.

NCI Zu 8.10.1.1

(NA.2)P Die nachfolgenden Regeln gelten, sofern in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen keine anderen Werte gefordert werden.

(NA.3)P Kritische Querschwingungen extern geführter Spannglieder infolge von Nutzlasten, Wind oder anderer Ursachen sind durch geeignete Maßnahmen auszuschließen.

NCI Zu 8.10.1.2 (1)

Eine Unterschreitung der Mindestabstände nach Bild 8.14 ist nur im Rahmen einer Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall zulässig.

Für Vorspannung mit sofortigem Verbund ist die Verwendung von glatten Drähten nicht zulässig.

NCI Zu 8.10.1.2

(NA.3) Spannglieder aus gezogenen Drähten oder Litzen dürfen nach dem Spannen umgelenkt werden oder im umgelenkten Zustand vorgespannt werden, wenn sie dabei im Bereich der Krümmung keine Schädigung erfahren und das Verhältnis aus Biegeradius und Spannglieddurchmesser min. 15 beträgt.

NCI Zu 8.10.1.3 (2)

Die Ausnahme ist nicht zulässig.

NCI Zu 8.10.2.1 (1)

Im Verankerungsbereich ist eine enge Querbewehrung zur Aufnahme der aus den Verankerungskräften hervorgerufenen Spaltzugkräfte anzuordnen. Darauf darf in besonderen Fällen (z. B. Spannbetonhohlplatten) verzichtet werden, wenn die Spaltzugspannung den Wert f_{ctd} nicht überschreitet.

NCI Zu 8.10.2.1

(NA.2)P Die nachfolgenden Regeln gelten, sofern in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen keine anderen Werte gefordert werden.

NCI zu 8.10.2.2 (1)

Die Verbundspannung beim Absetzen der Spannkraft f_{bpt} nach Gleichung (8.15) gilt nur für übliche (nicht verdichtete) Litzen mit einer Querschnittsfläche $\leq 100 \text{ mm}^2$.

Für profilierte Drähte mit $\phi \leq 8 \text{ mm}$ und Litzen ist $\eta_{p1} = 2,85$ anzusetzen.

ANMERKUNG Es gilt $\alpha_{ct} = 0,85$.

NCI Zu 8.10.2.2 (5)

ANMERKUNG Zur Begründung siehe DAfStb-Heft 600.

NCI Zu 8.10.2.3 (1)

Überschreiten die Betonzugspannungen den Wert $f_{ctk;0,05}$, ist nachzuweisen, dass die vorhandene Zugkraftlinie die Zugkraftdeckungsline aus der Zugkraft von Spannstahl und Betonstahl nicht überschreitet.

Die in der Entfernung x vom Bauteilende zu verankernde Kraft $F_{Ed}(x)$ beträgt:

$$F_{Ed}(x) = M_{Ed}(x) / z + 0,5 \cdot V_{Ed}(x) \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) \quad (\text{NA.8.19.1})$$

Dabei ist

$M_{Ed}(x)$ der Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemoments an der Stelle x ;

z der innere Hebelarm nach 6.2.3 (1);

$V_{Ed}(x)$ der Bemessungswert der zugehörigen aufzunehmenden Querkraft an der Stelle x ;

θ der Winkel zwischen den Betondruckstreben und der Bauteillängsachse; für Bauteile ohne Querkraftbewehrung gilt $\cot\theta = 3,0$ und $\cot\alpha = 0$;

α der Winkel zwischen der Querkraftbewehrung und der Bauteilachse.

Bei der Ermittlung der vom Spannstahl aufzunehmenden Verankerungskraft ist die Rissbildung zu berücksichtigen.

NCI Zu 8.10.2.3 (2)

Die Verbundspannung f_{bpd} nach Gleichung (8.20) gilt nur für nicht verdichtete Litzen mit einer Querschnittsfläche $\leq 100 \text{ mm}^2$.

Für 7-drähtige Litzen darf abweichend auch $\eta_{p2} = 1,4$ angesetzt werden.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 8.10.2.3 (4)**

Gleichung (8.21) gilt bei Rissbildung außerhalb der Übertragungslänge l_{pt} .

Bei Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge l_{pt} ist die Verankerungslänge wie folgt zu ermitteln (siehe auch Bild NA.8.17b):

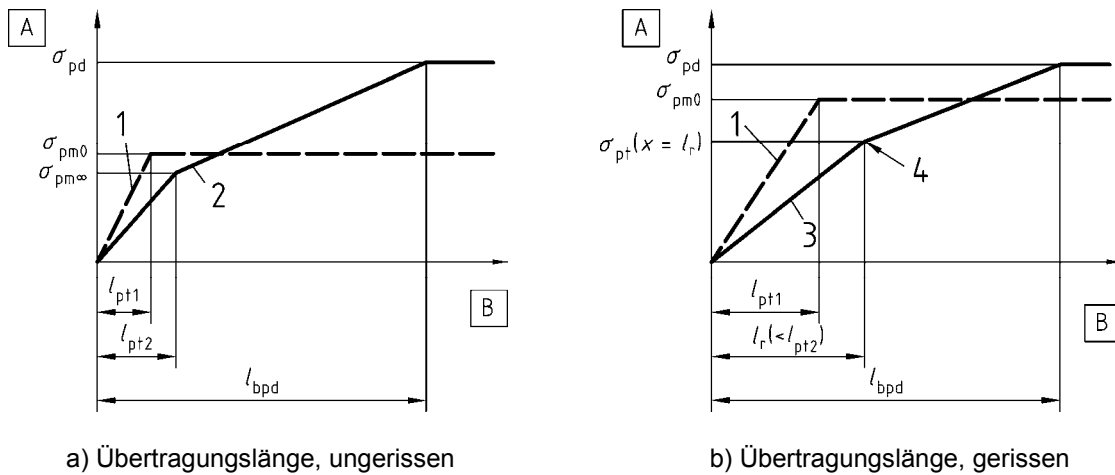
$$l_{bpd} = l_r + \alpha_2 \cdot \phi \cdot [\sigma_{pd} - \sigma_{pt}(x = l_r)] / f_{bpd} \quad (\text{NA.8.21.1})$$

Dabei ist

l_r die Länge des ungerissenen Verankerungsbereichs.

NCI Zu 8.10.2.3, Bild 8.17

Bild 8.17 wird durch Bild NA.8.17 ersetzt.

**Legende**

- A** Spannung im Spannglied
- B** Abstand vom Ende
- 1 beim Absetzen der Spannkraft
- 2 im GZT ohne Rissbildung in der Übertragung
- 3 mit Rissbildung in der Übertragungslänge
- 4 Stelle des ersten Biegerisses

Bild NA.8.17 — Spannungen im Verankerungsbereich von Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern im sofortigen Verbund

NCI Zu 8.10.2.3

(NA.7)P Bei zyklischer Beanspruchung nach 6.8.3 sind zusätzlich folgende Regeln zu beachten:

- Der rechnerische Erstriss darf frühestens 200 mm hinter dem Ende der Verankerungslänge l_{bpd} auftreten, um ein Verbundversagen auszuschließen.
- Für die Bestimmung der Übertragungslänge l_{pt} nach 8.10.2.2 ist f_{bpt} auf 80 % der Wertes für f_{bpt} nach Gleichung (8.15) zu begrenzen.
- Für die Bestimmung der Verankerungslänge l_{bpd} nach 8.10.2.3 ist f_{bpd} auf 80 % der Wertes für f_{bpd} nach Gleichung (8.20) zu begrenzen.
- Die rechnerische Verankerungslänge l_{bpd} muss frei von Rissen bleiben.

NCI Zu 8.10.3 (1)

Die Verankerung muss der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für das verwendete Spannverfahren entsprechen.

Die im Verankerungsbereich erforderliche Spaltzug- und Zusatzbewehrung ist dieser Zulassung zu entnehmen.

NCI Zu 8.10.3 (4)

ANMERKUNG Eine Spannungsbegrenzung im GZT auf $\sigma_{sd} \leq 300 \text{ N/mm}^2$ lässt erwarten, dass angemessene Rissbreiten nicht überschritten werden.

NCI Zu 8.10.3

(NA.6) Die lichten Mindestabstände zwischen den Hüllrohren nach 8.10.1.3 (3) gelten sowohl für Spannglieder im nachträglichen Verbund als auch für intern geführte Spannglieder ohne Verbund.

Die Abstände extern geführter Spannglieder werden durch Austauschbarkeit und Inspizierbarkeit bestimmt.

(NA.7) Eine Bündelung interner Spannglieder ohne Verbund ist nur in Bereichen außerhalb der Verankerungsbereiche zulässig, wenn das Einbringen und Verdichten des Betons einwandfrei möglich und die Aufnahme der Umlenkkräfte sichergestellt ist.

NCI Zu 8.10.4 (1)P

Als Spezifikation darf nur die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Vorspannsystems verwendet werden.

NCI Zu 8.10.4 (2)P

Als Spezifikation darf nur die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Vorspannsystems verwendet werden.

NCI Zu 8.10.5 (3)P

Es gelten die Zulassungen der Spannverfahren.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 8.10.5 (4)**

Planmäßige Krümmungen ohne Umlenkstellen sind nur zulässig, wenn sie in den Zulassungen der Spannverfahren enthalten sind.

NCI Zu 8.10.5

(NA.5) Verankerungs- und Umlenkstellen externer Spannglieder sollten so ausgebildet werden, dass sie ein Auswechseln des Spannglieds ohne Beschädigung von Tragwerksteilen erlauben, sofern dies nicht ausdrücklich anders festgelegt wurde.

NDP Zu 9.2.1.1 (1)

Gleichung (9.1N) gilt nicht.

ANMERKUNG 2 wird ersetzt:

ANMERKUNG 2 Die Mindestbewehrung $A_{s,min}$ zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens ist für das Rissmoment (bei Vorspannung ohne Anrechnung der Vorspannkraft) mit dem Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} nach Tabelle 3.1 und einer Stahlspannung $\sigma_s = f_{yk}$ zu berechnen.

Auf $A_{s,min}$ darf bei Spannbetonbauteilen 1/3 der Querschnittsfläche der im Verbund liegenden Spannglieder angerechnet werden, wenn mindestens zwei Spannglieder vorhanden sind. Es dürfen nur Spannglieder angerechnet werden, die nicht mehr als $0,2h$ oder 250 mm (der kleinere Wert ist maßgebend) von der Betonstahlbewehrung entfernt liegen. Dabei ist die anrechenbare Spannung im Spannstahl auf f_{yk} des Betonstahls begrenzt.

Die Mindestbewehrung ist gleichmäßig über die Breite sowie anteilmäßig über die Höhe der Zugzone zu verteilen. Die im Feld erforderliche untere Mindestbewehrung muss unabhängig von den Regelungen zur Zugkraftdeckung zwischen den Auflagern durchlaufen.

Hochgeführte Spannglieder und Bewehrung dürfen nicht berücksichtigt werden. Über Innenauflagern ist die obere Mindestbewehrung in beiden anschließenden Feldern über eine Länge von mindestens einem Viertel der Stützweite einzulegen. Bei Kragarmen muss sie über die gesamte Kragarmlänge durchlaufen. Die Mindestbewehrung ist am Endauflager und am Innenaufleger mit der Mindestverankerungslänge zu verankern. Stöße sind für die volle Zugkraft auszubilden.

Bei Gründungsbauteilen und erddruckbelasteten Wänden aus Stahlbeton darf auf die Mindestbewehrung nach Absatz (1) verzichtet werden, wenn das duktile Bauteilverhalten durch Umlagerung der Sohldrucks bzw. des Erddrucks sichergestellt werden kann. Dies ist in der Regel bei Gründungsbauteilen zu erwarten. Dabei müssen die Schnittgrößen für äußere Lasten nach 5.4 ermittelt sowie die Grenzzustände der Tragfähigkeit nach Abschnitt 6 und der Gebrauchstauglichkeit nach Abschnitt 7 nachgewiesen werden.

Der Verzicht auf Mindestbewehrung ist im Rahmen der Tragwerksplanung zu begründen. Bei schwierigen Baugrundbedingungen oder komplizierten Gründungen ist nachzuweisen, dass ein duktiler Bauteilverhalten auch ohne entsprechende Mindestbewehrung durch die Boden-Bauwerk-Interaktion sichergestellt ist.

NDP Zu 9.2.1.1 (3)

Die Summe der Zug- und Druckbewehrung darf $A_{s,max} = 0,08A_c$ nicht überschreiten. Dies gilt auch im Bereich von Übergreifungsstößen.

NDP Zu 9.2.1.2 (1)

Es gilt $\beta_1 = 0,25$ für Balken und Platten.

Die Bewehrung muss, vom Auflagerrand gemessen, mindestens über die 0,25-fache Länge des Endfeldes eingelegt werden.

NCI Zu 9.2.1.2 (2)

Es wird empfohlen, die Zugbewehrung bei Plattenbalken- und Hohlkastenquerschnitten höchstens auf einer Breite entsprechend der halben rechnerischen effektiven Gurtbreite $b_{\text{eff},i}$ nach Gleichung (5.7a) anzuordnen. Die tatsächlich vorhandene Gurtbreite darf ausgenutzt werden.

NCI Zu 9.2.1.3 (1)

Ausreichende Bewehrung ist mit der Zugkraftdeckung im GZG und GZT nachgewiesen.

Bei einer Schnittgrößenermittlung nach E-Theorie darf i. Allg. auf einen Nachweis im GZG verzichtet werden, wenn nicht mehr als 15 % der Biegemomente umgelagert werden.

NCI Zu 9.2.1.3 (2)

Bei einer Anordnung der Zugbewehrung in der Gurtplatte außerhalb des Steges ist a_i jeweils um den Abstand der einzelnen Stäbe vom Steganschnitt zu erhöhen.

NDP Zu 9.2.1.4 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $\beta_2 = 0,25$.

NCI Zu 9.2.1.4 (2)

Gleichung (9.3) wird um einen Mindestwert ergänzt

$$F_{\text{Ed}} = |V_{\text{Ed}}| \cdot a_i / z + N_{\text{Ed}} \geq V_{\text{Ed}} / 2 \quad (\text{NA.9.3})$$

NCI Zu 9.2.1.4 (3)

Der Querdruck bei direkter Auflagerung wird mit $\alpha_5 = 0,67$ in $l_{\text{bd}} \geq 6,7\phi$ nach 8.4.4 (1) berücksichtigt.

Die Bewehrung ist jedoch in allen Fällen mindestens über die rechnerische Auflagerlinie zu führen.

ANMERKUNG Definition direkte / indirekte Auflagerung siehe NA.1.5.2.26.

NCI Zu 9.2.1.5 (2)

In der Regel ist es ausreichend an Zwischenauflagern von durchlaufenden Bauteilen die erforderliche Bewehrung mindestens um das Maß 6ϕ bis hinter den Auflagerrand zu führen.

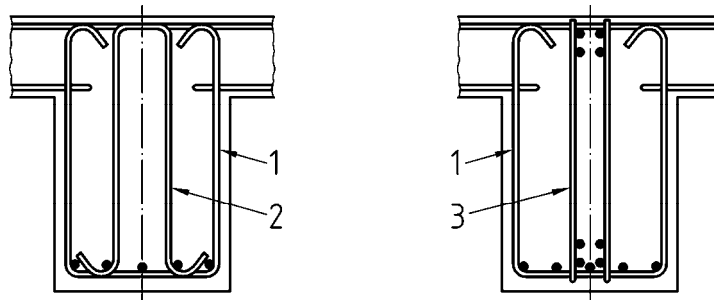
DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 9.2.2 (3)**

Die Verankerung muss in der Druckzone zwischen dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche und dem Druckrand erfolgen; dies gilt im Allgemeinen als erfüllt, wenn die Querkraftbewehrung über die ganze Querschnittshöhe reicht. In der Zugzone müssen die Verankerungselemente möglichst nahe am Zugrand angeordnet werden.

NCI Zu 9.2.2 (3), Bild 9.5

Einschnittige Bügel mit Haken in Balken gelten als Querkraftzulage.

Weitere Beispiele für Querkraftbewehrung sind in Bild NA.9.5.1 angegeben:

**Legende**

- 1 Bügel
- 2 Bügelkorb als Zulage
- 3 leiterartige Querkraftzulage

Bild NA.9.5.1 – Weitere Beispiele für Querkraftbewehrung

NDP Zu 9.2.2 (4)

Es gilt der empfohlene Wert $\beta_3 = 0,5$ mit Bügeln nach Bild NA.8.5.

NDP Zu 9.2.2 (5)

Allgemein:

$$\rho_{w,min} = 0,16 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \quad (\text{NA.9.5a})$$

Für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt:

$$\rho_{w,min} = 0,256 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \quad (\text{NA.9.5b})$$

NDP Zu 9.2.2 (6)

Gleichung (9.6N) wird durch Tabelle NA.9.1 ersetzt:

Tabelle NA.9.1 — Längsabstand $s_{l,max}$ für Bügel

	1	2	3
	Querkraftausnutzung ^{a)}	Beton der Festigkeitsklasse	
		≤ C50/60	> C50/60
1	$V_{Ed} \leq 0,3V_{Rd,max}$	$0,7h$ ^{b)} bzw. 300 mm	$0,7h$ bzw. 200 mm
2	$0,3V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0,6V_{Rd,max}$	$0,5h$ bzw. 300 mm	$0,5h$ bzw. 200 mm
3	$V_{Ed} > 0,6V_{Rd,max}$	$0,25h$ bzw. 200 mm	
a) $V_{Rd,max}$ darf hier vereinfacht mit $\theta = 40^\circ$ ($\cot\theta = 1,2$) ermittelt werden.			
b) Bei Balken mit $h < 200$ mm und $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ braucht der Bügelabstand nicht kleiner als 150 mm zu sein.			

NDP zu 9.2.2 (7)

$$s_{b,max} = 0,5h (1 + \cot\alpha)$$

(NA.9.7)

NDP zu 9.2.2 (8)

Gleichung (9.8N) wird durch Tabelle NA.9.2 ersetzt:

Tabelle NA.9.2 — Querabstand $s_{t,max}$ für Bügel

	1	2	3
	Querkraftausnutzung ^{a)}	Beton der Festigkeitsklasse	
		$\leq C50/60$	$> C50/60$
1	$V_{Ed} \leq 0,3V_{Rd,max}$	h bzw. 800 mm	h bzw. 600 mm
2	$0,3V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$	h bzw. 600 mm	h bzw. 400 mm
a) $V_{Rd,max}$ darf hier vereinfacht mit $\theta = 40^\circ$ ($\cot\theta = 1,2$) ermittelt werden.			

NCI Zu 9.2.3 (1)

Die Torsionsbügel dürfen in Balken und in Stegen von Plattenbalken nach Bild NA.8.5 e), g) oder h) geschlossen werden. Die Hakenlänge nach Bild NA.8.5 a) in Bild e) ist dabei auf 10ϕ zu vergrößern. Die Bügelform a3) nach Bild 9.6 darf für Torsionsbügel nicht angewendet werden.

NCI Zu 9.2.4 (1)

ANMERKUNG Der Anhang J ist normativ.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI zu 9.2.5 (2)**

Wenn die Aufhängebewehrung nach Bild 9.7 ausgelagert wird, dann sollte eine über die Höhe verteilte Horizontalbewehrung im Auslagerungsbereich angeordnet werden, deren Gesamtquerschnittsfläche dem Gesamtquerschnitt dieser Bügel entspricht.

Bei sehr breiten stützenden Trägern oder bei stützenden Platten sollte die in diesen Trägern oder Platten angeordnete Aufhängebewehrung nicht über eine Breite angeordnet werden, die größer als die Nutzhöhe des gestützten Trägers ist.

NCI Zu 9.3 (1)

Die Regeln für Vollplatten dürfen auch für $l_{\text{eff}} / h \geq 3$ angewendet werden.

NCI Zu 9.3.1.1 (1)

Bei zweiachsig gespannten Platten braucht die Mindestbewehrung nach 9.2.1.1 (1) nur in der Hauptspannungsrichtung angeordnet zu werden.

NCI Zu 9.3.1.1 (2)

Der zweite Satz ist nicht anzuwenden.

Bei Betonstahlmatten ist $\phi_{\text{quer,min}} = 5 \text{ mm}$ einzuhalten.

In zweiachsig gespannten Platten darf die Bewehrung in der minderbeanspruchten Richtung nicht weniger als 20 % der in der höherbeanspruchten Richtung betragen.

NDP Zu 9.3.1.1 (3)

— für die Haupt(Zug-)bewehrung:

$$s_{\text{max,slabs}} = 250 \text{ mm für Plattendicken } h \geq 250 \text{ mm;}$$

$$s_{\text{max,slabs}} = 150 \text{ mm für Plattendicken } h \leq 150 \text{ mm;}$$

Zwischenwerte sind linear zu interpolieren.

— für die Querbewehrung oder die Bewehrung in der minderbeanspruchten Richtung:

$$s_{\text{max,slabs}} \leq 250 \text{ mm.}$$

NCI Zu 9.3.1.1

(NA.5) Die Mindestdicke h_{min} einer Vollplatte (Ortbeton) beträgt in der Regel 70 mm.

NCI Zu 9.3.1.2 (1)

Die Regel gilt für alle Auflager von beliebig gelagerten Platten.

NCI Zu 9.3.1.2 (2)

Auch bei frei drehbar angenommenen Endauflagern sind 25 % des angrenzenden Feldmomentes durch eine obere konstruktive Bewehrung abzudecken.

NCI Zu 9.3.1.3

(NA.2) Werden die Schnittgrößen in einer Platte unter Ansatz der Drillsteifigkeit ermittelt, so ist die Bewehrung in den Plattenecken unter Berücksichtigung des Drillmoments zu bemessen.

(NA.3) Die Drillbewehrung darf durch eine parallel zu den Seiten verlaufende obere und untere Netzbewehrung in den Plattenecken ersetzt werden, die in jeder Richtung die gleiche Querschnittsfläche wie die Feldbewehrung und mindestens eine Länge von $0,3 l_{\text{eff,min}}$ hat.

(NA.4) In Plattenecken, in denen ein frei aufliegender und ein eingespannter Rand zusammenstoßen, sollte die Hälfte der Bewehrung nach Absatz (NA.3) rechtwinklig zum freien Rand eingelegt werden.

(NA.5) Bei vierseitig gelagerten Platten, deren Schnittgrößen als einachsig gespannt oder unter Vernachlässigung der Drillsteifigkeit ermittelt werden, sollte zur Begrenzung der Rissbildung in den Ecken ebenfalls eine Bewehrung nach Absatz (NA.3) angeordnet werden.

(NA.6) Ist die Platte mit Randbalken oder benachbarten Deckenfeldern biegefest verbunden, so brauchen die zugehörigen Drillmomente nicht nachgewiesen und keine Drillbewehrung angeordnet zu werden.

NCI Zu 9.3.1.4

(NA.3) Bei Fundamenten und innen liegenden Bauteilen des üblichen Hochbaus braucht eine Bewehrung nach Absatz (1) nicht angeordnet zu werden.

NCI Zu 9.3.2 (1)

h_{min} einer Vollplatte (Ortbeton):

- mit Querkraftbewehrung (aufgebogen): 160 mm;
- mit Querkraftbewehrung (Bügel) oder Durchstanzbewehrung: 200 mm

NCI Zu 9.3.2 (2)

- bei $V_{\text{Ed}} \leq V_{\text{Rd,c}}$ mit $b / h > 5$ ist keine Mindestbewehrung für Querkraft erforderlich.
- Bauteile mit $b / h < 4$ sind als Balken zu behandeln.
- Im Bereich $5 \geq b / h \geq 4$ ist eine Mindestbewehrung erforderlich, die bei $V_{\text{Ed}} \leq V_{\text{Rd,c}}$ zwischen dem nullfachen und dem einfachen Wert, bei $V_{\text{Ed}} > V_{\text{Rd,c}}$ zwischen dem 0,6-fachen und dem einfachen Wert der erforderlichen Mindestbewehrung von Balken interpoliert werden darf.
- bei $V_{\text{Ed}} > V_{\text{Rd,c}}$ mit $b / h > 5$ ist der 0,6-fache Wert der Mindestbewehrung von Balken erforderlich.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 9.3.2 (4)**

Größter Längsabstand von Bügeln:

- für $V_{Ed} \leq 0,30 V_{Rd,max}$ $s_{max} = 0,7 h$
- für $0,30 V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0,60 V_{Rd,max}$ $s_{max} = 0,5 h$
- für $V_{Ed} > 0,60 V_{Rd,max}$ $s_{max} = 0,25 h$

Der größte Längsabstand von aufgebogenen Stäben darf mit $s_{max} = h$ angesetzt werden.

NCI Zu 9.3.2 (5)

Der größte Querabstand von Bügeln darf in der Regel $s_{max} = h$ nicht überschreiten.

NCI Zu 9.4.1 (1)

ANMERKUNG Beachte auch die Festlegungen zu den Mindestbiegemomenten für den Durchstanzbereich nach NCI zu 6.4.5 (1).

NCI Zu 9.4.1 (3)

Zur Vermeidung eines fortschreitenden Versagens von punktförmig gestützten Platten ist stets ein Teil der Feldbewehrung über die Stützstreifen im Bereich von Innen- und Randstützen hinwegzuführen bzw. dort zu verankern. Die hierzu erforderliche Bewehrung muss mindestens die Querschnittsfläche $A_s = V_{Ed} / f_{yk}$ aufweisen und ist im Bereich der Lastenleitungsfläche anzuordnen. Abminderungen von V_{Ed} sind dabei nicht zulässig. Dabei ist V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft mit $\gamma_F = 1,0$.

Auf diese Abreißbewehrung beim Durchstanzen darf bei elastisch gebetteten Bodenplatten wegen der Boden-Bauwerk-Interaktion verzichtet werden.

NCI Zu 9.4.2 (1)

ANMERKUNG Beachte auch die Festlegungen zu den Mindestbiegemomenten für den Durchstanzbereich nach NCI zu 6.4.5 (1).

NCI zu 9.4.2

(NA.2) Bei Lastenleitungsflächen, die sich nahe oder an einem freien Rand oder einer Ecke befinden, d. h. mit einem Randabstand kleiner als d , ist stets eine besondere Randbewehrung nach 9.3.1.4 mit einem Abstand der Steckbügel $s_w \leq 100$ mm längs des freien Randes erforderlich.

NCI Zu 9.4.3 (1)

Die Stabdurchmesser einer Durchstanzbewehrung sind auf die vorhandene mittlere statische Nutzhöhe der Platte abzustimmen:

Bügel: $\phi \leq 0,05d$

Schrägaufbiegungen: $\phi \leq 0,08d$

Weitere Hinweise zu Bügelformen und Darstellung der Durchstanzbewehrung sind in DAfStb-Heft 600 enthalten.

NCI Zu 9.4.3 (2)

Die Gleichung (9.11) wird durch Gleichung (NA.9.11) ersetzt:

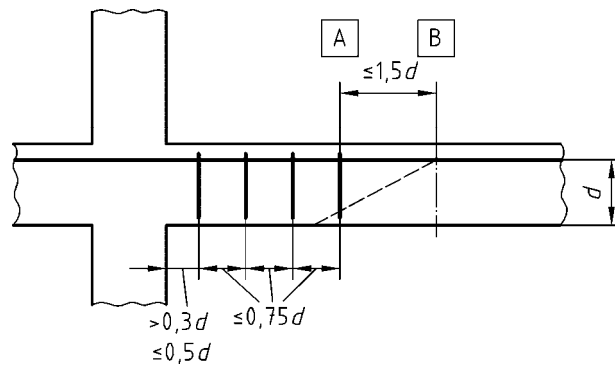
$$A_{sw,min} = A_s \cdot \sin \alpha = \frac{0,08}{1,5} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot s_r \cdot s_t \quad (\text{NA.9.11})$$

NCI Zu 9.4.3 (4)

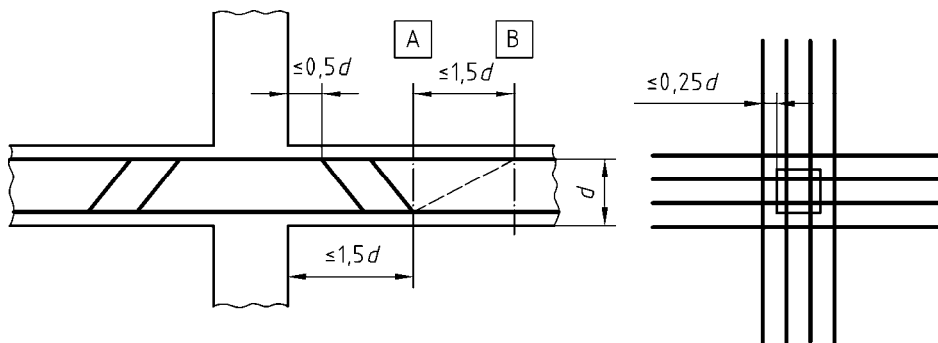
Werden Schrägstäbe als Durchstanzbewehrung eingesetzt, sollten diese eine Neigung von $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ gegen die Plattenebene aufweisen.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 9.4.3, Bild 9.10**

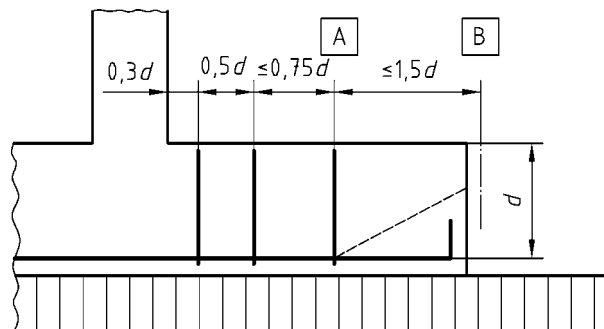
Bild 9.10 wird durch Bild NA.9.10 ersetzt.



a) Bügelabstände bei Flachdecken



b) Abstände aufgebogener Stäbe



c) Bügelabstände bei Fundamenten

Legende

- A** letzter Rundschnitt, der noch Durchstanzbewehrung benötigt
B erster Rundschnitt, der keine Durchstanzbewehrung benötigt

Bild NA.9.10 — Durchstanzbewehrung

NCI zu 9.5.1 (1)

Für Stützen mit Vollquerschnitt, die vor Ort (senkrecht) betoniert werden, darf die kleinste Querschnittsabmessung 200 mm nicht unterschreiten.

NDP Zu 9.5.2 (1)

$$\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$$

NDP Zu 9.5.2 (2)

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot |N_{Ed}| / f_{yd} \quad (\text{NA.9.12})$$

NDP Zu 9.5.2 (3)

$A_{s,\max} = 0,09 A_c$ auch im Bereich von Übergreifungsstößen

NCI Zu 9.5.2 (4)

Dabei sollte der Abstand der Längsstäbe $\leq 300 \text{ mm}$ betragen. Bei $b \leq 400 \text{ mm}$ und $h \leq b$ genügt je ein Bewehrungsstab in den Ecken. In Stützen mit Kreisquerschnitt sollten mindestens 6 Stäbe angeordnet werden.

NCI Zu 9.5.3 (1)

Die Querbewehrung muss die Stützenlängsbewehrung umfassen.

Bei Verwendung von Stabbündeln mit $\phi_n > 28 \text{ mm}$ und bei Stäben mit $\phi > 32 \text{ mm}$ nach 8.8 als Druckbewehrung muss abweichend von Absatz (1) der Mindeststabdurchmesser für Einzelbügel und für Bügelwendeln 12 mm betragen.

NCI Zu 9.5.3 (2)

Bügel sind in der Regel mit Haken nach Bild NA.8.5a) zu schließen.

Wird der Widerstand gegen Abplatzen der Betondeckung erhöht, darf die Querbewehrung aus Bügeln auch mit 90°-Winkelhaken nach Bild NA.8.5 b) geschlossen werden. Die Bügelschlösser sind entlang der Stütze zu versetzen. Mindestens eine der folgenden Maßnahmen kommen hierfür in Frage:

- Vergrößerung des Mindestbügeldurchmessers um mindestens 2 mm gegenüber Absatz (1);
- Halbierung der Bügelabstände nach Absatz (3) bzw. (4);
- angeschweißte Querstäbe (Bügelmatten);
- Vergrößerung der Winkelhakenlänge nach Bild NA.8.5 b) von 10ϕ auf $\geq 15\phi$.

NDP Zu 9.5.3 (3)

Der Abstand der Querbewehrung $s_{cl,\max}$ darf den kleinsten der drei folgenden Werte nicht überschreiten:

- das 12-fache des kleinsten Durchmessers der Längsstäbe;
- die kleinste Seitenlänge oder den Durchmesser der Stütze;
- 300 mm.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 9.5.3 (6)**

In oder in der Nähe jeder Ecke ist eine Anzahl von maximal 5 Stäben durch die Querbewehrung gegen Ausknicken zu sichern. Weitere Längsstäbe und solche, deren Abstand vom Eckbereich den 15-fachen Bügeldurchmesser überschreitet, sind durch zusätzliche Querbewehrung nach Absatz (1) zu sichern, die höchstens den doppelten Abstand der Querbewehrung nach Absatz (3) haben darf.

NCI Zu 9.6.1 (1)

Für Wände mit Halbfertigteilen gelten die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

NCI Zu 9.6.1

(NA.2) Die Wanddicken tragender Wände sollten die Nennmaße nach Tabelle NA.9.3 nicht unterschreiten:

Tabelle NA.9.3 — Mindestwanddicken für tragende Stahlbetonwände

	Wandkonstruktion		1	2
			mit Decken	
			nicht durchlaufend	durchlaufend
1	≥ C16/20	Ortbeton	120 mm	100 mm
2		Fertigteil	100 mm	80 mm

NDP Zu 9.6.2 (1)

— allgemein: $A_{s,vmin} = 0,15 |N_{Ed}| / f_{yd} \geq 0,0015 A_c$

— bei schlanken Wänden $\lambda \geq \lambda_{lim}$ (nach 5.8.3.1) oder solchen mit $|N_{Ed}| \geq 0,3 f_{cd} A_c$: $A_{s,vmin} = 0,003 A_c$

— $A_{s,vmax} = 0,04 A_c$ (dieser Wert darf innerhalb von Stoßbereichen verdoppelt werden.)

Der Bewehrungsgehalt sollte an beiden Wandaußenseiten im Allgemeinen gleich groß sein.

NDP Zu 9.6.2 (3)

Der Abstand zwischen zwei benachbarten lotrechten Stäben sollte nicht über der 2-fachen Wanddicke oder nicht über 300 mm liegen (der kleinere Wert ist maßgebend).

NDP Zu 9.6.3 (1)

— allgemein: $A_{s,hmin} = 0,20 A_{s,v}$

— bei schlanken Wänden $\lambda \geq \lambda_{lim}$ (nach 5.8.3.1) oder solchen mit $|N_{Ed}| \geq 0,3 f_{cd} A_c$: $A_{s,hmin} = 0,50 A_{s,v}$

Der Durchmesser der horizontalen Bewehrung muss mindestens ein Viertel des Durchmessers der lotrechten Stäbe betragen.

NCI Zu 9.6.3 (2)

Der Abstand s zwischen zwei benachbarten waagerechten Stäben sollte max. 350 mm betragen.

NCI Zu 9.6.4 (1)

Beträgt die Vertikalbewehrung weniger als $0,02A_c$ ist die Querbewehrung nach 9.6.4 (2) auszubilden.

NCI Zu 9.6.4 (2)

S-Haken dürfen bei Tragstäben mit $\phi \leq 16$ mm entfallen, wenn deren Betondeckung mindestens 2ϕ beträgt; in diesem Fall und stets bei Betonstahlmatten dürfen die druckbeanspruchten Stäbe außen liegen.

Die außenliegenden Bewehrungsstäbe dicker Wände können auch mit Steckbügeln im Innern der Wand verankert werden, wobei die freien Bügelenden die Verankerungslänge $0,5l_{b,reqd}$ haben müssen.

An freien Rändern von Wänden mit einer Bewehrung $A_s \geq 0,003A_c$ je Wandseite müssen die Eckstäbe durch Steckbügel nach Bild 9.8 gesichert werden.

NDP Zu 9.7 (1)

$A_{s,dbmin} = 0,075 \% \text{ von } A_c \text{ und } A_{s,dbmin} \geq 150 \text{ mm}^2/\text{m}.$

NCI Zu 9.7 (1)

Die Mindestwanddicken nach Tabelle NA.9.3 sind auch bei wandartigen Trägern einzuhalten.

NDP Zu 9.8.1 (3)

Es gilt der empfohlene Wert $\phi_{min} = 8$ mm.

NCI Zu 9.8.1 (4)

Es gilt 8.4.1 und Tabelle 8.2. Verankerungen nach 8.6 sind nicht zulässig.

NDP Zu 9.8.2.1 (1)

$\phi_{min} = 6$ mm für Betonstahlmatten und $\phi_{min} = 10$ mm für Stabstahl

NDP Zu 9.8.3 (1)

$\phi_{min} = 6$ mm für Betonstahlmatten und $\phi_{min} = 10$ mm für Stabstahl

NDP Zu 9.8.3 (2)

Es gilt der empfohlene Wert $q_1 = 10$ kN/m.

NDP Zu 9.8.4 (1)

$\phi_{min} = 6$ mm für Betonstahlmatten und $\phi_{min} = 10$ mm für Stabstahl

Es gilt der empfohlene Wert $q_2 = 5$ N/mm².

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NDP Zu 9.8.5 (3)**

Es gelten die empfohlenen Werte der Tabelle 9.6N.

Bohrpfähle mit $d_{\text{nom}} \leq 300$ mm sind immer zu bewehren. Bezüglich Herstellung und Bemessung wird auf DIN EN 14199 verwiesen.

Für bewehrte Bohrpfähle mit Durchmessern $d_{\text{nom}} \leq h_1 = 600$ mm ist die Mindestbewehrung $A_{s,\text{bpm}} \text{ min}$ nach Tabelle 9.6N einzulegen.

Pfähle mit $300 \text{ mm} < d_{\text{nom}} \leq 600$ mm sollten über mindestens 6 Längsstäbe mit $\phi = 16$ mm verfügen, ansonsten gelten sie als unbewehrt.

Bohrpfähle mit $d_{\text{nom}} > 600$ mm dürfen auch nach Abschnitt 12 unbewehrt ausgeführt werden. Bei bewehrter Ausführung ist eine Mindestbewehrung nach Tabelle 9.6N vorzusehen.

NCI Zu 9.10.1 (4)

Bei der Bemessung der Zugglieder dürfen andere Schnittgrößen als die, die direkt durch die außergewöhnlichen Einwirkungen hervorgerufen werden oder unmittelbar aus der betrachteten lokalen Zerstörung resultieren, vernachlässigt werden.

NCI Zu 9.10.1

(NA.6) Zugglieder dürfen mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund ausgeführt werden.

NDP zu 9.10.2.2 (2)

Es gelten die empfohlenen Werte $q_1 = 10$ kN/m und $Q_2 = 70$ kN.

NCI Zu 9.10.2.2 (2)

Die Umlaufwirkung kann durch Stoßen der Längsbewehrung mit einer Stoßlänge $l_s = 2l_{b,\text{rqd}}$ erzielt werden. Der Stoßbereich ist mit Bügeln, Steckbügeln oder Wendeln mit einem Abstand $s \leq 100$ mm zu umfassen. Die Umlaufwirkung darf auch durch Verschweißen oder durch Verwenden mechanischer Verbindungen erzielt werden.

NDP Zu 9.10.2.3 (3)

Es gilt der empfohlene Wert $F_{\text{tie,int}} = 20$ kN/m.

NDP Zu 9.10.2.3 (4)

Es gelten die empfohlenen Werte $q_3 = 20$ kN/m und $Q_4 = 70$ kN.

NDP Zu 9.10.2.4 (2)

$f_{\text{tie,fac}} = 10$ kN/m und $F_{\text{tie,col}} = 150$ kN

NCI Zu 9.10.2.4

(NA.4) Bei Hochhäusern sollte auch eine horizontale Verankerung am unteren Rand der Randstützen und tragenden Außenwände vorgesehen werden.

(NA.5) Bei Außenwandtafeln von Hochhäusern, die zwischen ihren aussteifenden Wänden nicht gestoßen sind und deren Länge zwischen diesen Wänden höchstens das Doppelte ihrer Höhe ist, dürfen die Verbindungen am unteren Rand ersetzt werden durch Verbindungen gleicher Gesamtzugkraft, die in der unteren Hälfte der lotrechten Fugen zwischen der Außenwand und ihren aussteifenden Wänden anzuordnen sind.

(NA.6) Am oberen Rand tragender Innenwandtafeln sollte mindestens eine Bewehrung von $0,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ in den Zwischenraum zwischen den Deckentafeln eingreifen. Diese Bewehrung darf an zwei Punkten vereinigt werden, bei Wandtafeln mit einer Länge bis 2,50 m genügt ein Anschlusspunkt in Wandmitte. Die Bewehrung darf durch andere gleichwertige Maßnahmen ersetzt werden.

NCI Zu 9.10.2.5

Der Abschnitt gilt nur für Großtafelbauten.

NCI Zu 10.1

(NA.2) Diese Norm enthält keine Angaben über den Nachweis der Tragfähigkeit von Transportankern. Für Bemessung, Herstellung und Einbau sind spezielle Richtlinien zu beachten.

NCI Zu 10.1.1

Fertigteilprodukt: Ein Fertigteil, das nach einer harmonisierten Produktnorm oder einer Zulassung oder nach DIN 1045-4 hergestellt wird.

NCI Zu 10.2

(NA.4) Bei Fertigteilen dürfen für Bauzustände im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung und Längskraft die Teilsicherheitsbeiwerte für die ständigen und die veränderlichen Einwirkungen mit $\gamma_G = \gamma_Q = 1,15$ angesetzt werden. Einwirkungen aus Krantransport und Schalungshaftung sind dabei zu berücksichtigen.

(NA.5) Bei Verwendung von Fertigteilen sind auf den Ausführungszeichnungen anzugeben:

- die Art der Fertigteile,
- Typ- oder Positionsnummer und Eigenlast der Fertigteile,
- die Mindestdruckfestigkeitsklasse des Betons beim Transport und bei der Montage,
- Art, Lage und zulässige Einwirkungsrichtung der für den Transport und die Montage erforderlichen Anschlagmittel (z. B. Transportanker), Abstützpunkte und Lagerungen,
- gegebenenfalls zusätzliche konstruktive Maßnahmen zur Sicherung gegen Stoßbeanspruchung,
- die auf der Baustelle zusätzlich zu verlegende Bewehrung in gesonderter Darstellung.

(NA.6) Bei Bauwerken mit Fertigteilen sind für die Baustelle Verlegezeichnungen der Fertigteile mit den Positionsnummern der einzelnen Teile und eine Positionsliste anzufertigen. In den Verlegezeichnungen sind auch die für den Zusammenbau erforderlichen Auflagertiefen, die Art und die Abmessungen der Lager und die erforderlichen Abstützungen der Fertigteile anzugeben.

(NA.7) Bei Bauwerken mit Fertigteilen sind in der Baubeschreibung Angaben über den Montagevorgang einschließlich zeitweiliger Stützungen und Aufhängungen sowie über das Ausrichten und über die während der Montage auftretenden, für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit wichtigen Zwischenzustände erforderlich. Besondere Anforderungen an die Lagerung der Fertigteile sind in den Zeichnungen und der Montageanleitung anzugeben.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 10.3.1.1 (2)**

Dieser Absatz gilt in Deutschland nicht.

NCI Zu 10.3.2.1 (2)

ANMERKUNG Der Abschnitt findet nur Anwendung, sofern in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen nichts anderes festgelegt wird.

NCI NA.10.4

(1) Bei Fertigteilen mit einer werksmäßigen und ständig überwachten Herstellung darf das Vorhaltemaß Δc_{dev} nur dann um mehr als 5 mm reduziert werden, wenn durch eine Überprüfung der Mindestbetondeckung am fertigen Bauteil (Messung und Auswertung nach DBV-Merkblatt „Betondeckung und Bewehrung“) sichergestellt wird, dass Fertigteile mit zu geringer Mindestbetondeckung ausgesondert werden. Eine Verringerung von Δc_{dev} unter 5 mm ist dabei unzulässig.

NCI Zu 10.9.2 (2)

Dies gilt bei Anordnung einer Fertigteilwand auf einer Fuge zwischen zwei Deckenplatten als auch auf einer Deckenplatte (siehe Bild NA.10.1.1).

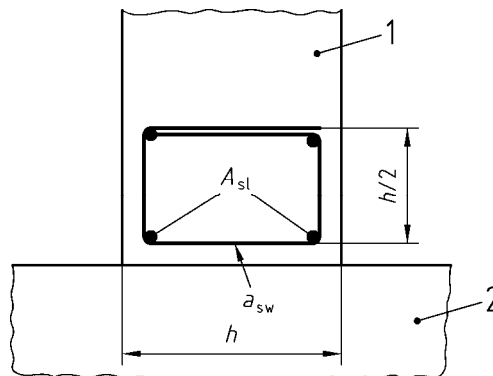
Die Querschnittsfläche einer zusätzlichen Querbewehrung am Wandfuß bzw. Wandkopf (siehe Bild NA.10.1) sollte mindestens betragen:

$$a_{sw} = h / 8$$

mit a_{sw} in cm^2/m und h in cm.

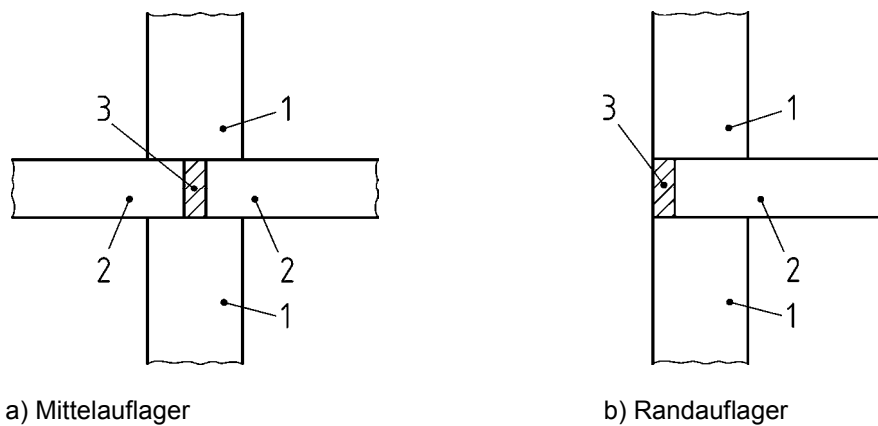
Der Durchmesser der Längsbewehrung A_{sl} sollte ebenfalls mindestens 6 mm betragen.

Bild 10.1 links wird ersetzt durch Bild NA.10.1:

**Legende**

- 1 Fertigteilwand
- 2 Decke

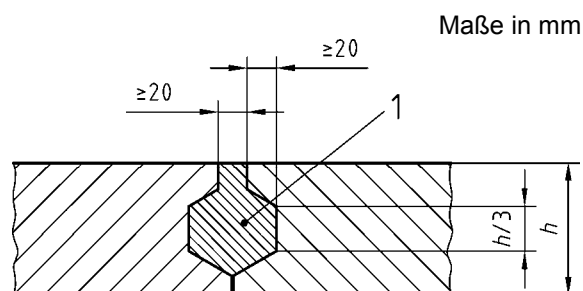
Bild NA.10.1 — Beispiel zur Bewehrung einer Wand über der Verbindung zweier Deckenplatten

**Legende**

- 1 Fertigteilwände
- 2 Fertigteildeckenplatten
- 3 Fugenverguss

Bild NA.10.1.1 — Auflagerung von Deckenplatten auf Fertigteilwänden**NCI Zu 10.9.3 (4) Deckensysteme**

Bild 10.2a) wird ersetzt durch Bild NA.10.2a):

**Legende**

- 1 Fugenverguss

Bild NA.10.2a) — Mindestmaße für ausbetonierte bzw. vergossene Fugen**NCI Zu 10.9.3 (5)**

Die Lasteinzugbreite $b_e/3$ in Gleichung (10.4) sollte mindestens 0,50 m betragen.

NCI Zu 10.9.3 (12)

Die Scheiben sind dabei mit Zugankern nach 9.10.2 auszubilden.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 10.9.3**

(NA.13) Für nachträglich mit Ortbeton ergänzte Deckenplatten gelten zusätzlich die Absätze (NA.14)P bis (NA.18).

(NA.14)P Bei zweiachsig gespannten Platten darf für die Beanspruchung rechtwinklig zur Fuge nur die Bewehrung berücksichtigt werden, die durchläuft oder mit ausreichender Übergreifung gestoßen ist. Voraussetzung für die Berücksichtigung der gestoßenen Bewehrung ist, dass der Durchmesser der Bewehrungsstäbe $\phi \leq 14$ mm, der Bewehrungsquerschnitt $a_s \leq 10 \text{ cm}^2/\text{m}$ und der Bemessungswert der Querkraft $V_{Ed} \leq 0,3 V_{Rd,max}$ (V_{Ed} und $V_{Rd,max}$ nach 6.2.3) ist. Darüber hinaus ist der Stoß durch Bewehrung (z. B. Bügel) im Abstand höchstens der zweifachen Deckendicke zu sichern. Der Betonstahlquerschnitt dieser Bewehrung im fugenseitigen Stoßbereich ist dabei für die Zugkraft der gestoßenen Längsbewehrung zu bemessen. Werden Gitterträger verwendet gelten darüber hinaus die Zulassungen.

(NA.15)P Die günstige Wirkung der Drillsteifigkeit darf bei der Schnittgrößenermittlung nur berücksichtigt werden, wenn sich innerhalb des Drillbereiches von 0,3l ab der Ecke keine Stoßfuge der Fertigteilplatten befindet oder wenn die Fuge durch eine Verbundbewehrung im Abstand von höchstens 100 mm vom Fugenrand gesichert wird. Die Aufnahme der Drillmomente ist nachzuweisen.

(NA.16) Die Aufnahme der Drillmomente braucht nicht nachgewiesen zu werden, wenn die Platte mit den Randbalken oder den benachbarten Deckenfeldern biegesteif verbunden ist.

(NA.17)P Bei Endauflagern ohne Wandauflast ist eine Verbundsicherungsbewehrung von mindestens $6 \text{ cm}^2/\text{m}$ entlang der Auflagerlinie anzuordnen. Diese sollte auf einer Breite von 0,75 m angeordnet werden.

(NA.18) Wenn an Fertigteilplatten mit Ortbetonergänzung planmäßig und dauerhaft Lasten angehängt werden, sollte die Verbundsicherung im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich nachgewiesen werden.

NCI Zu 10.9.4.1 (3)P

Verbindungsmittel für Fassaden im Außenbereich müssen grundsätzlich aus korrosionsbeständigen Baustoffen bestehen. Verbindungsmittel aus beschichteten Baustoffen bedürfen einer Zulassung.

ANMERKUNG Zu beachten sind auch DIN 18516-1 bzw. die Zulassungen für Fassadenverbindungsmittel.

NCI Zu 10.9.4.2 (3)

ANMERKUNG Nachweise unter Verwendung von Versuchen erfordern eine Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall.

NCI Zu 10.9.4.3 (1)

ANMERKUNG Druckfugen sind Fugen, die bei der ungünstigsten anzusetzenden Beanspruchungskombination vollständig überdrückt bleiben.

NCI Zu 10.9.4.3 (4)

ANMERKUNG Konzentrierter Druck entsteht bei einer harten Lagerung. Diese wird angenommen, wenn der Elastizitätsmodul des Fugenmaterials mehr als 70 % des Elastizitätsmoduls der angrenzenden Bauteile beträgt. Eine harte Lagerung bilden auch vollflächig mit Zementmörtel gefüllte Fugen. Hier treten Querkzugspannungen infolge der Umlenkung der Traganteile aus Bewehrung und Betonanteil auf.

Bei verformbarem Fugenmaterial (Bild 10.3b) kann es zusätzlich erforderlich sein, die Fuge selbst zu bewehren, sofern ein Ausweichen des Fugenmaterials nicht anderweitig verhindert wird.

NCI Zu 10.9.4.3 (6)

ANMERKUNG Nachweise unter Verwendung von Versuchen erfordern eine Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall. Hinweise zur Berechnung der Tragfähigkeit von Druckfugen siehe DAfStb-Heft 600.

NCI Zu 10.9.4.7 (1)

ANMERKUNG $d = d_i$

NCI Zu 10.9.6.3 (1)

Die Einbindetiefe l sollte $1,5h$ nicht unterschreiten.

NCI NA.10.9.8 Zusätzliche Konstruktionsregeln für Fertigteile

(1) Zur Erzielung einer ausreichenden Seitensteifigkeit sollte bei Fertigteilen, deren Verhältnis $l_{\text{eff}} / b > 20$ ist, ein Teil der Längsbewehrung konzentriert an den seitlichen Rändern der Zug- und Druckzone angeordnet werden.

(2) Für Vollplatten aus Fertigteilen mit einer Breite $b \leq 1,20$ m darf die Querbewehrung nach 9.3.1.1 (2) entfallen.

(3) Bei feingliedrigen Fertigteilträgern (z. B. Trägern mit I-, T- oder Hohlquerschnitten mit Stegbreiten $b_w \leq 80$ mm) dürfen einschnittige Querkraftzulagen allein als Querkraftbewehrung verwendet werden, wenn die Druckzone und die Biegezugbewehrung gesondert durch Bügel umschlossen sind.

(4) Die Mindestquerschnittsabmessung nach 9.5.1 (1) darf für waagrecht betonierte Fertigteilstützen auf 120 mm reduziert werden.

NCI NA.10.9.9 Sandwichtafeln

(1)P Bei der Bemessung von Sandwichtafeln müssen die Einflüsse von Temperatur, Feuchtigkeit, Austrocknen und Schwinden in ihrem zeitlichen Verlauf berücksichtigt werden.

(2)P In Sandwichtafeln sind ausschließlich zugelassene, korrosionsbeständige Werkstoffe für die Verbindungen der einzelnen Schichten zu verwenden.

(3) Die Mindestbewehrung der tragenden Schicht der Tafeln sollte an beiden Seiten in der horizontalen und vertikalen Richtung nicht weniger als $1,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ betragen. Im Allgemeinen ist eine Randbewehrung (siehe Bild 9.8) nicht erforderlich.

(4) In der Vorsatzschicht einer Sandwichtafel darf die Bewehrung einlagig angeordnet werden.

(5) Die Mindestdicke für Trag- und Vorsatzschicht beträgt 70 mm.

(6) Bei Sandwichtafeln mit Fugenabdichtung sollte die Innenseite der Vorsatzschicht und in der Regel auch die gegenüberliegende Seite der Tragschicht im Bereich einer anliegenden, geschlossenenporigen Kerndämmung der Expositionsklasse XC3 zugeordnet werden.

NCI Zu 11.1.1 (2)P

Für die Anwendung zuverlässiger Erfahrungswerte ist in der Regel eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 11.1.1 (4)P**

Leichtbeton muss eine Dichte von min. 800 kg/m³ aufweisen. Der obere Grenzwert der Dichte für Konstruktionsleichtbeton darf auch für die Bemessung mit 2 000 kg/m³ angesetzt werden.

NCI Zu 11.3.1 (3)

ANMERKUNG Dies gilt für f_{ctm} , $f_{ctk;0,05}$ und $f_{ctk;0,95}$.

NCI Zu 11.3.2 (1)

Der Beiwert η_E nach Gleichung (11.2) gilt auch für den Tangentenmodul E_{ic0m} .

Bei Verwendung von Werten nach ISO 6784 ist in der Regel eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

NCI Zu 11.3.2, Tabelle 11.3.1

Ergänzt werden die Fußnoten 1) (an Festigkeitsklassen für Leichtbeton) und 2) (an $f_{ck} = 12$):

NCI ¹⁾ Für die Einstufung in die Festigkeitsklasse für die Bemessung ist nur die Zylinderdruckfestigkeit relevant.

NCI ²⁾ Ermüdungsnachweise mit der Festigkeitsklasse LC12/13 sind nicht zulässig.

NDP Zu 11.3.5 (1)P

— $\alpha_{cc} = 0,75$ bei Verwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms nach Bild 3.3 oder des Spannungsblocks nach Bild 3.5

— $\alpha_{cc} = 0,8$ bei Verwendung der bilinearen Spannungs-Dehnungslinie nach Bild 3.4

NDP Zu 11.3.5 (2)P

Es gilt der empfohlene Wert $\alpha_{ct} = 0,85$.

NDP Zu 11.3.7 (1)

Es gelten die empfohlenen Werte:

$k = 1,1$ für Leichtbeton mit Sand als feine Gesteinskörnung,

$k = 1,0$ für Leichtbeton sowohl mit feiner als auch grober leichter Gesteinskörnung.

NCI Zu 11.3.7 (1)

Dabei ist σ_2 ($= \sigma_3$) die effektive seitliche Druckspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge einer Umschnürung (siehe 3.1.9).

NCI Zu 11.4.1 (1)

Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit sind zusätzliche Anforderungen an die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Betons nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 zu berücksichtigen.

NCI Zu 11.4.2 (1)P

Bei Bauteilen aus Leichtbeton muss die Mindestbetondeckung nach 4.4.1.2 (3) außer für die Expositionsklasse XC1 mindestens 5 mm größer sein als der Durchmesser des Größtkorns der leichten Gesteinskörnung. Die Mindestwerte für $c_{\min}$ zum Schutz gegen Korrosion sind einzuhalten.

NCI Zu 11.5.1

(NA.1)P Verfahren der Schnittgrößenermittlung nach der Plastizitätstheorie dürfen bei Bauteilen aus Leichtbeton nicht angewendet werden.

NCI NA.11.5.2 Linear-elastische Berechnung

(1) Für Durchlaufträger, bei denen das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder mit annähernd gleichen Steifigkeiten $0,5 < l_{\text{eff},1} / l_{\text{eff},2} < 2,0$ beträgt, in Riegeln von Rahmen und in sonstigen Bauteilen, die vorwiegend auf Biegung beansprucht sind, einschließlich durchlaufender, in Querrichtung kontinuierlich gestützter Platten, sollte das Verhältnis x_d / d den Wert 0,35 für Leichtbeton nicht übersteigen, sofern keine geeigneten konstruktiven Maßnahmen zur Sicherstellung ausreichender Duktilität getroffen werden (enge Verbügelung der Druckzone).

(2) Für die linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung von durchlaufenden Balken oder Platten aus Leichtbeton gilt 5.5 (4), Gleichung (5.10b) mit den folgenden Beiwerten:

$$k_3 = 0,72; k_4 = 0,8; k_5 = 0,8; k_6 = 1,0.$$

NDP Zu 11.6.1 (1)

$$C_{l,Rd,c} = 0,15 / \gamma_c$$

$$k_1 = 0,12$$

$$\nu_{l,\min} \text{ nach 6.2.2 (1), jedoch mit } f_{lck}$$

Tabelle 11.6.1N gilt nicht.

NDP Zu 11.6.2 (1)

— allgemein für Querkraft:

$$\nu_1 = 0,675 \cdot \eta_1 \text{ in Gleichung (6.5)}$$

$$\nu_1 = 0,75 \cdot \eta_1 \text{ in Gleichung (6.9)}$$

— allgemein für Torsion: $\nu_1 = 0,525 \cdot \eta_1$

— für Schubnachweise in der Verbundfuge nach 6.2.5:

$$\text{sehr glatte Fuge: } \nu_1 = 0$$

$$\text{glatte Fuge: } \nu_1 = 0,20 \cdot \eta_1$$

$$\text{raue Fuge: } \nu_1 = 0,50 \cdot \eta_1$$

$$\text{verzahnte Fuge: } \nu_1 = 0,70 \cdot \eta_1$$

Für Betonfestigkeitsklassen $\geq \text{LC55/60}$ sind alle ν_1 -Werte mit dem Faktor $\nu_2 = (1,1 - f_{lck} / 500)$ zu multiplizieren.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 11.6.2**

(NA.2) Der Druckstrebenwinkel nach Gleichung (NA.6.7a) muss auf $\max. \cot \theta = 2,0$ begrenzt werden. $V_{Rd,cc}$ nach Gleichung (NA.6.7b) ist mit η_1 zu multiplizieren.

(NA.3) Die Tragfähigkeit der Verbundfuge v_{Rdi} nach 6.2.5(1) beträgt

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + 1,2\rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v_1 \cdot f_{cd} \quad (11.6.25)$$

mit v_1 nach 11.6.2 (1).

NDP Zu 11.6.4.1 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $k_2 = 0,08$. Für $C_{IRd,c}$ gilt NDP zu 6.4.4 (1).

NDP Zu 11.6.4.1 (2)

Für $C_{IRd,c}$ gilt $C_{Rd,c}$ nach NDP zu 6.4.4 (1).

NCI Zu 11.6.4.2 (1)

Es gelten die Ergänzungen zu NCI zu 6.4.5 (1) analog.

NCI Zu 11.6.4.2 (2)

Es gelten die Ergänzungen zu NDP zu 6.4.5 (3) analog.

NCI Zu 11.6

Es wird der folgende Abschnitt NA.11.6.5 ergänzt. Die folgenden Abschnittsnummern werden um +1 erhöht.

NCI NA.11.6.5 Stabwerkmodelle

(1)P Für Stabwerk-Druckstreben ist f_{cd} in Gleichungen (6.55) und (6.56) mit η_1 zu multiplizieren.

(2)P Für Stabwerk-Druckknoten ist f_{cd} in Gleichungen (6.60) bis (6.62) mit η_1 zu multiplizieren.

NCI Zu 11.7

(NA.2) Wenn der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, sollte in 7.3.3 (2), Gleichung (7.1) mindestens eine Zugfestigkeit $f_{ict,eff} \geq 2,5 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden.

NCI Zu 11.8.2

(NA.2)P Den Verbundfestigkeiten in den Gleichungen (8.15) und (8.20) ist f_{ctd} zugrunde zu legen.

NCI Zu 11.9 (1)

Bei Leichtbeton sollten Stabbündel nur dann Verwendung finden, wenn ihr Einsatz aufgrund von Erfahrungen oder Versuchsergebnissen gerechtfertigt ist (in der Regel in Zulassungen). Der Durchmesser eines Einzelstabes darf hierbei 20 mm nicht überschreiten.

NCI Zu 11.9

(NA.2) Der Mindestquerkraftbewehrungsgrad nach Gleichung (NA.9.5a) dieses Nationalen Anhangs darf bei Leichtbeton unter Verwendung von f_{ctm} nach Tabelle 11.3.1 ermittelt werden.

(NA.3) Die Mindestwanddicken nach Tabelle NA.9.3 bzw. Tabelle NA.12.2 in Zeile 1 gelten für LC12/13, die in Zeilen 2 und 3 für $\geq$ LC16/18.

NCI Zu 12.1 (2)

Pfähle mit $d_{nom} \geq 600$ mm dürfen unter Berücksichtigung der folgenden Abschnitte auch bei höheren Ausnutzungsgraden als $N_{Ed} / A_c = 0,3 f_{ck}$ unbewehrt ausgeführt werden, wenn im GZT der Querschnitt vollständig überdrückt bleibt.

NDP Zu 12.3.1 (1)

$\alpha_{cc,pl} = 0,70$ in Gleichung (3.15)

$\alpha_{ct,pl} = 0,70$ in Gleichung (12.1)

NCI Zu 12.5 (2)

Eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung ist nur nach 5.7 (6) zulässig.

NCI Zu 12.6

Die Betonzugspannungen dürfen im Allgemeinen nicht angesetzt werden.

Rechnerisch darf keine höhere Festigkeitsklasse des Betons als C35/45 oder LC20/22 ausgenutzt werden.

NCI Zu 12.6.2 (1)P

Für stabförmige unbewehrte Bauteile mit Rechteckquerschnitt gilt das Duktilitätskriterium als erfüllt, wenn die Ausmitte der Längskraft in der maßgebenden Einwirkungskombination des Grenzzustandes der Tragfähigkeit auf $e_d / h < 0,4$ beschränkt wird. Die Ausmitte e_d ist mit M_{Ed} nach Gleichung (5.31) zu ermitteln.

Für e_d ist e_{tot} nach 12.6.5.2 (1) zu setzen.

NCI Zu 12.6.3 (1)

Es ist nachzuweisen, dass die Betonzugfestigkeit nicht infolge von Rissbildung ausfällt.

NDP Zu 12.6.3 (2)

$k = S \cdot A_{cc} / (b_w \cdot I)$ für Schnittgrößen aus vorwiegend ruhenden Einwirkungen

NCI Zu 12.6.3 (3)

Kann nicht von einem ungerissenen Bauteil ausgegangen werden, ist der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} am ungerissenen Restquerschnitt zu berechnen. Dieser ist aus dem Spannungszustand des Querschnitts für die ungünstigste Bemessungssituation zu ermitteln.

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu 12.6.4**

(NA.2) Für kombinierte Beanspruchung aus Torsion und Querkraft gelten die Festlegungen aus 12.6.3 und 12.6.4 (1) analog.

NCI Zu 12.6.5.1 (5)

Dies gilt auch für unbewehrte Stützen aus Ortbeton.

NCI Zu 12.6.5.1

(NA.6) Unabhängig vom Schlankheitsgrad λ sind Druckglieder aus unbewehrtem Beton als schlanke Bauteile zu betrachten. Jedoch ist für Druckglieder aus unbewehrtem Beton mit $l_{\text{col}} / h < 2,5$ eine Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung nicht erforderlich.

NCI Zu 12.6.5.2 (1)

Das vereinfachte Verfahren darf nur für Bauteile in unverschieblich ausgesteiften Tragwerken angewendet werden.

Eine Zusatzausmitte infolge Kriechen in e_{tot} darf im Allgemeinen vernachlässigt werden.

NCI Zu 12.9

Für die Mindestwanddicken gilt Tabelle NA.12.2.

Tabelle NA.12.2 — Mindestwanddicken für tragende unbewehrte Wände

	Wandkonstruktion		1	2
			mit Decken	
			nicht durchlaufend	durchlaufend
1	C12/15	Ortbeton	200 mm	140 mm
2	≥ C16/20	Ortbeton	140 mm	120 mm
3		Fertigteil	120 mm	100 mm

NCI Zu 12.9.1 (2)

Aussparungen, Schlitzte, Durchbrüche und Hohlräume sind bei der Bemessung der Wände zu berücksichtigen, mit Ausnahme von lotrechten Schlitzten sowie lotrechten Aussparungen und Schlitzten von Wandanschlüssen, die den nachstehenden Regelungen für nachträgliches Einstemmen genügen. Das nachträgliche Einstemmen ist nur bei lotrechten Schlitzten bis 30 mm Tiefe zulässig, wenn ihre Tiefe höchstens $1/6$ der Wanddicke, ihre Breite höchstens gleich der Wanddicke, ihr gegenseitiger Abstand mindestens 2,0 m und die Wand mindestens 120 mm dick ist.

NCI Zu 12.9.3 (1)

Das Verhältnis h_f / a darf auch bei Anwendung von Gleichung (12.13) den Wert 1,0 nicht unterschreiten. Für $f_{\text{ctd,pl}}$ darf f_{ctd} nach Gleichung (3.16) angesetzt werden.

NCI Zu Anhang A

Anhang A ist normativ.

NDP Zu A.2.1 (1)

$$\gamma_{S,red1} = 1,15$$

NDP Zu A.2.1 (2)

$$\gamma_{C,red1} = 1,5$$

NDP Zu A.2.2 (1)

$$\gamma_{S,red2} = 1,15 \text{ und } \gamma_{C,red2} = 1,5$$

NDP Zu A.2.2 (2)

$$\gamma_{C,red3} = 1,5$$

NDP Zu A.2.3 (1)

Ortbeton: $\eta = 1,0$ und $\gamma_{C,red4} = 1,5$

Fertigteile: $\eta = 0,9$ und $\gamma_{C,red4} = 1,35$, wenn bei Fertigteilen mit einer werksmäßigen und ständig überwachten Herstellung durch eine Überprüfung der Betonfestigkeit an jedem fertigen Bauteil sichergestellt wird, dass alle Fertigteile mit zu geringer Betonfestigkeit ausgesondert werden. Die in diesem Fall notwendigen Maßnahmen sind durch den Hersteller in Abstimmung mit der zuständigen Überwachungsstelle festzulegen. Diese Maßnahmen sind vom Hersteller zu dokumentieren.

NCI Zu Anhang B

Anhang B ist normativ.

NCI Zu B.2

ANMERKUNG Die Gleichungen für das Gesamtschwinden sind in 3.1.4 (6) enthalten.

Die Auswertung der Gleichungen (B.11) und (B.12) für die Grundwerte der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ ist für die Zementklassen S, N, R und die Luftfeuchten $RH = 40\%$ bis $RH = 90\%$ in den Tabellen NA.B.1 bis NA.B.3 enthalten (für $RH = 100\%$ beträgt $\varepsilon_{cd,0} = 0$).

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**Tabelle NA.B.1 — Grundwerte für die Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ in ‰ für Beton mit Zement CEM Klasse S**

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ N/mm ²	relative Luftfeuchte RH in %					
	40	50	60	70	80	90
C12/15	0,52	0,49	0,44	0,37	0,27	0,15
C16/20	0,50	0,46	0,42	0,35	0,26	0,14
C20/25	0,47	0,44	0,39	0,33	0,25	0,14
C25/30	0,44	0,41	0,37	0,31	0,23	0,13
C30/37	0,41	0,39	0,35	0,29	0,22	0,12
C35/45	0,39	0,36	0,32	0,27	0,20	0,11
C40/50	0,36	0,34	0,30	0,26	0,19	0,11
C45/55	0,34	0,32	0,29	0,24	0,18	0,10
C50/60	0,32	0,30	0,27	0,22	0,17	0,09
C55/67	0,30	0,28	0,25	0,21	0,16	0,09
C60/75	0,28	0,26	0,23	0,20	0,15	0,08
C70/85	0,25	0,23	0,21	0,17	0,13	0,07
C80/95	0,22	0,20	0,18	0,15	0,11	0,06
C90/105	0,19	0,18	0,16	0,13	0,10	0,05
C100/115	0,17	0,16	0,14	0,12	0,09	0,05

Tabelle NA.B.2 — Grundwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ in ‰ für Beton mit Zement CEM Klasse N

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ N/mm ²	relative Luftfeuchte RH in %					
	40	50	60	70	80	90
C12/15	0,64	0,60	0,54	0,45	0,33	0,19
C16/20	0,61	0,57	0,51	0,43	0,32	0,18
C20/25	0,58	0,54	0,49	0,41	0,30	0,17
C25/30	0,55	0,51	0,46	0,38	0,29	0,16
C30/37	0,52	0,48	0,43	0,36	0,27	0,15
C35/45	0,49	0,45	0,41	0,34	0,25	0,14
C40/50	0,46	0,43	0,38	0,32	0,24	0,13
C45/55	0,43	0,40	0,36	0,30	0,22	0,12
C50/60	0,41	0,38	0,34	0,28	0,21	0,12
C55/67	0,38	0,36	0,32	0,27	0,20	0,11
C60/75	0,36	0,34	0,30	0,25	0,19	0,10
C70/85	0,32	0,30	0,27	0,22	0,17	0,09
C80/95	0,28	0,26	0,24	0,20	0,15	0,08
C90/105	0,25	0,23	0,21	0,18	0,13	0,07
C100/115	0,22	0,21	0,19	0,16	0,12	0,06

Tabelle NA.B.3 — Grundwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ in ‰ für Beton mit Zement CEM Klasse R

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ N/mm ²	relative Luftfeuchte RH in %					
	40	50	60	70	80	90
C12/15	0,87	0,81	0,73	0,61	0,45	0,25
C16/20	0,83	0,78	0,70	0,58	0,43	0,24
C20/25	0,80	0,75	0,67	0,56	0,42	0,23
C25/30	0,75	0,71	0,63	0,53	0,39	0,22
C30/37	0,71	0,67	0,60	0,50	0,37	0,21
C35/45	0,68	0,63	0,57	0,47	0,35	0,20
C40/50	0,64	0,60	0,54	0,45	0,33	0,19
C45/55	0,61	0,57	0,51	0,43	0,32	0,18
C50/60	0,57	0,54	0,48	0,40	0,30	0,17
C55/67	0,54	0,51	0,45	0,38	0,28	0,16
C60/75	0,51	0,48	0,43	0,36	0,27	0,15
C70/85	0,46	0,43	0,39	0,32	0,24	0,13
C80/95	0,41	0,39	0,35	0,29	0,21	0,12
C90/105	0,37	0,35	0,31	0,26	0,19	0,11
C100/115	0,33	0,31	0,28	0,23	0,17	0,10

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01**NCI Zu Anhang C**

Anhang C ist informativ.

Der Anhang C findet in Deutschland keine Anwendung. Es gelten die Normen der Reihe DIN 488, die die für die Bemessung erforderlichen Eigenschaften sicherstellen.

NCI Zu C.1 (1)

Für die Ausführung auf der Baustelle gilt DIN EN 13670 bzw. DIN 1045-3.

Für die Anwendung von Betonstählen, die von den technischen Baubestimmungen abweichen oder für die Anwendung unter abweichenden Anwendungsbedingungen ist eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

Es gilt Tabelle NA.C.2 mit $\beta = 0,6$.

Tabelle NA.C.2 — Eigenschaften von Betonstahl

Produktart		Stäbe und Betonstabstahl vom Ring			Betonstahlmatten			Anforderung oder Quantilwert %			
Klasse	ϕ	A	B	C	A	B	C	–			
Ermüdungsschwingbreite (N/mm ²) (für $N \geq 1 \cdot 10^6$ Lastzyklen) mit einer Obergrenze von $\beta \cdot f_{yk}$	≤ 28 mm	≥ 175			≥ 100			5,0			
	> 28 mm	–	≥ 145		–						
Verbund:	Nenn- ϕ mm							min. 5,0			
Mindestwerte der bezogenen Rippenfläche, $f_{R,min}$	5 bis 6								0,039		
	6,5 bis 8,5								0,045		
	9 bis 10,5								0,052		
	11 bis 40								0,056		

NDP Zu C.1 (3)

Die landesspezifischen Werte für a , f_{yk} , k und ε_{uk} dürfen DIN 488 oder Zulassungen entnommen werden.

Tabelle C.3N gilt nicht. Die landesspezifischen Grenzwerte dürfen DIN 488 oder Zulassungen entnommen werden.

NCI Zu Anhang E

Anhang E ist normativ.

NDP Zu E.1 (2)

Es gilt Tabelle NA.E.1.

Tabelle NA.E.1 — Indikative Mindestfestigkeitsklassen

Expositionsklasse nach Tabelle 4.1										
Bewehrungskorrosion										
ausgelöst durch Karbonatisierung					ausgelöst durch Chloride ausgenommen Meerwasser				ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser	
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Indikative Mindestfestigkeitsklasse	C16/20	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37 a	C35/45 a oder c	C35/45 a	C30/37 a	C35/45 a oder c	C35/45 a
Betonangriff										
	Kein Angriffs- risiko		durch Frost mit und ohne Taumittel				durch chemischen Angriff der Umgebung			
	X0	XF1	XF2	XF3	XF4		XA1	XA2	XA3	
Indikative Mindestfestigkeitsklasse	C12/15	C25/30	C25/30 LP ^b C35/45 ^c	C25/30 LP ^b C35/45 ^c	C30/37 LP b, d, e		C25/30	C35/45 a oder c	C35/45 ^a	
^a Bei Verwendung von Luftporenbeton, z. B. auf Grund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Betonfestigkeitsklasse niedriger; siehe auch Fußnote 2. ^b Diese Mindestbetonfestigkeitsklassen gelten für Luftporenbeton mit Mindestanforderungen an den mittleren Luftgehalt im Frischbeton nach DIN 1045-2 unmittelbar vor dem Einbau. ^c Bei langsam und sehr langsam erhärtenden Betonen ($r < 0,30$ nach DIN EN 206-1) eine Festigkeitsklasse im Alter von 28 Tagen niedriger. Die Druckfestigkeit zur Einteilung in die geforderte Druckfestigkeitsklasse ist auch in diesem Fall an Probekörpern im Alter von 28 Tagen zu bestimmen. ^d Erdfeuchter Beton mit $w/z \leq 0,40$ auch ohne Luftporen ^e Bei Verwendung eines CEM III/B nach DIN 1045-2:2008-08, Tabelle F.3.3, Fußnote c) für Räumerlaufbahnen in Beton ohne Luftporen mindestens C40/50 (hierbei gilt: $w/z \leq 0,35$, $z \geq 360 \text{ kg/m}^3$).										

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01

NCI Zu Anhang F

Der informative Anhang F ist in Deutschland nicht anzuwenden.

NCI Zu Anhang G

Der informative Anhang G ist in Deutschland nicht anzuwenden.

NCI Zu Anhang I

Der informative Anhang I ist in Deutschland nicht anzuwenden.

NCI Zu Anhang J

Der Anhang J ist normativ.

NCI Zu J.1 (1)

Die Durchmesser der Oberflächenbewehrung sollten $\phi \leq 10$ mm betragen.

Zu Bild J.1: Es gilt $A_{s,surf} \geq 0,02 A_{ct,ext}$

NDP Zu J.1 (2) Oberflächenbewehrung

$A_{s,surfmin} \geq 0,02 A_{ct,ext}$

NCI Zu J.2 und J.3

Die Abschnitte J.2 und J.3 werden gestrichen (informativ in DAfStb-Heft 600).

NCI NA.J.4 Oberflächenbewehrung bei vorgespannten Bauteilen

(1) P Bei Bauteilen mit Vorspannung ist stets eine Oberflächenbewehrung nach Tabelle NA.J4.1 anzuordnen.

Die Grundwerte ρ sind dabei mit $\rho = 0,16 f_{ctm} / f_{yk}$ einzusetzen.

(2) Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund dürfen diejenigen Spannglieder vollflächig auf die Oberflächenbewehrung angerechnet werden, die im Bereich der zweifachen Betondeckung der Oberflächenbewehrung aus Betonstahl nach 4.4.1 liegen.

(3)P Die Oberflächenbewehrung ist in der Zug- und Druckzone von Platten in Form von Bewehrungsnetzen anzuordnen, die aus zwei sich annähernd rechtwinklig kreuzenden Bewehrungslagen mit der jeweils nach Tabelle NA.J.4.1 erforderlichen Querschnittsfläche bestehen. Dabei darf der Stababstand 200 mm nicht überschreiten.

(4) In Bauteilen, die den Umgebungsbedingungen der Expositionsklasse XC1 ausgesetzt sind, darf die Oberflächenbewehrung am äußeren Rand der Druckzone nach Tabelle NA.J.4.1, Zeile 2, Spalte 1 entfallen.

(5) Für Platten aus Fertigteilen mit einer kleineren Breite als 1,20 m darf die Oberflächenbewehrung in Querrichtung nach Tabelle NA.J4.1, Zeile 2 entfallen.

(6) Eine Addition der aus den Anforderungen nach Absatz (1), 9.2.1.1 und 7.3.2 resultierenden Längsbewehrung ist nicht erforderlich. In jedem Querschnitt ist der jeweils größere Wert maßgebend.

(7) Die Oberflächenbewehrung nach Absatz (1) darf bei allen Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit auf die jeweils erforderliche Bewehrung angerechnet werden, wenn sie die Regelungen für die Anordnung und Verankerung dieser Bewehrungen erfüllt.

Tabelle NA.J.4.1 — Mindestoberflächenbewehrung für die verschiedenen Bereiche eines vorgespannten Bauteils

	Bauteilbereich	1	2	3	4
		Platten, Gurtplatten und breite Balken mit $b_w > h$ je m		Balken mit $b_w \leq h$ und Stege von Plattenbalken und Kastenträgern	
		Bauteile in Umgebungsbedingungen der Expositionsklassen			
		XC1 bis XC4	sonstige	XC1 bis XC4	sonstige
1	- bei Balken an jeder Seitenfläche - bei Platten mit $h \geq 1,0$ m an jedem gestützten oder nicht gestützten Rand ^a	0,5 ρh bzw. 0,5 ρh_f	1,0 ρh bzw. 1,0 ρh_f	0,5 ρb_w je m	1,0 ρb_w je m
2	- in der Druckzone von Balken und Platten am äußeren Rand ^b - in der vorgedrückten Zugzone von Platten ^{a, b}	0,5 ρh bzw. 0,5 ρh_f	1,0 ρh bzw. 1,0 ρh_f	–	1,0 $\rho h b_w$
3	- in Druckgurten mit $h > 120$ mm (obere und untere Lage je für sich) ^a	–	1,0 ρh_f	–	–
^a Eine Oberflächenbewehrung größer als 3,35 cm²/m je Richtung ist nicht erforderlich.					
^b Siehe Absätze (4) und (5).					
Es bedeuten:					
h die Höhe des Balkens oder die Dicke der Platte;					
h_f die Dicke des Druck- oder Zuggurtes von profilierten Querschnitten;					
b_w die Stegbreite des Balkens;					
ρ der Grundwert nach 9.2.2 (5), Gleichung (9.5aDE).					

