

DIN EN 1992-1-1



ICS 91.010.30; 91.080.40

Ersatzvermerk  
siehe unten

Siehe "Änderung 1"

**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
<b>1 ALLGEMEINES .....</b>	<b>14</b>
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
<b>2 GRUNDLAGEN DER TRAGWERKSPLANUNG .....</b>	<b>20</b>
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
<b>3 BAUSTOFFE .....</b>	<b>27</b>
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

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	<b>NACHWEISE IN DEN GRENZZUSTÄNDEN DER TRAGFÄHIGKEIT (GZT).....88</b>
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	<b>NACHWEISE IN DEN GRENZZUSTÄNDEN DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZG) .....126</b>
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

<b>8</b>	<b>ALLGEMEINE BEWEHRUNGSREGELN</b> .....	<b>139</b>
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
<b>9</b>	<b>KONSTRUKTIONSREGELN</b> .....	<b>161</b>
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	<b>ZUSÄTZLICHE REGELN FÜR BAUTEILE UND TRAGWERKE AUS FERTIGTEILEN.....181</b>
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	<b>ZUSÄTZLICHE REGELN FÜR BAUTEILE UND TRAGWERKE AUS LEICHTBETON .....195</b>
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

## 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 Vereinbarung<sup>1)</sup> zwischen der Kommission und CEN. Dieser Schritt verknüpft die Eurocodes de facto mit den Regelungen der Ratsrichtlinien und Kommissionsentscheidungen, die die Europäischen Normen behandeln (z. B. die Ratsrichtlinie 89/106/EWG zu Bauprodukten, die Bauproduktenrichtlinie, die Ratsrichtlinien 93/37/EWG, 92/50/EWG und 89/440/EWG zur Vergabe öffentlicher Aufträge und Dienstleistungen und die entsprechenden EFTA-Richtlinien, die zur Einrichtung des Binnenmarktes eingeleitet wurden).

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

EN 1990, *Eurocode 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 Grundlagendokumenten<sup>2)</sup>, auf die in Artikel 12 der Bauprodukten-Richtlinie hingewiesen wird, wenn sie auch anderer Art sind als die harmonisierten Produktnormen<sup>3)</sup>. Daher sind die technischen Gesichtspunkte, die sich aus den Eurocodes ergeben, von den Technischen Komitees von CEN und den Arbeitsgruppen von 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.

11.10	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen .....	202
11.12	Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton.....	202
12	<b>TRAGWERKE AUS UNBEWEHRTEM ODER GERING BEWEHRTEM BETON .....</b>	<b>202</b>
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	Biegebarkeit.....	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
<b>Anhang I (informativ) Ermittlung der Schnittgrößen bei Flachdecken und Wandscheiben.....</b>	<b>230</b>
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
<b>Anhang J (informativ) Konstruktionsregeln für ausgewählte Beispiele.....</b>	<b>233</b>
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

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 Tragwerksplanung<sup>4)</sup> 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)	— <b>AC</b> 6.8.6 (3) <b>AC</b>	— 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)	— <b>AC</b> J.1 (2) <b>AC</b>
— 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, Bohrseln 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
AC EN ISO 17660 (alle Teile):	Schweißen – Schweißen von Betonstahl AC
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
$\Delta a$	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*

$\alpha$	Winkel; Verhältnis
$\beta$	Winkel; Verhältnis; Beiwert
$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert
$\gamma_A$	Teilsicherheitsbeiwerte für außergewöhnliche Einwirkungen $A$
$\gamma_C$	Teilsicherheitsbeiwerte für Beton
$\gamma_F$	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
$\gamma_G$	Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen, $G$
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwerte für eine Baustoffeigenschaft unter Berücksichtigung von Streuungen der Baustoffeigenschaft selbst sowie geometrischer Abweichungen und Unsicherheiten des verwendeten Bemessungsmodells (Modellunsicherheiten)
$\gamma_P$	Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkung infolge Vorspannung, $P$ , sofern diese auf der Einwirkungsseite berücksichtigt wird
$\gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen, $Q$
$\gamma_S$	Teilsicherheitsbeiwerte für Betonstahl und Spannstahl
$\gamma_{S, \text{fat}}$	Teilsicherheitsbeiwerte für Betonstahl und Spannstahl beim Nachweis gegen Ermüdung
$\gamma_I$	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ohne Berücksichtigung von Modellunsicherheiten
$\gamma_g$	Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen ohne Berücksichtigung von Modellunsicherheiten
$\gamma_m$	Teilsicherheitsbeiwerte für eine Baustoffeigenschaft allein unter Berücksichtigung von Schwankungen der Baustoffeigenschaft selbst
$\delta$	Inkrement, Zuwachs/Umlagerungsverhältnis
$\zeta$	Abminderungsbeiwert/Verteilungsbeiwert
$\varepsilon_c$	Dehnung des Betons
$\varepsilon_{c1}$	Dehnung des Betons unter der Maximalspannung $f_c$
$\varepsilon_{cu}$	rechnerische Bruchdehnung des Betons
$\varepsilon_u$	rechnerische Bruchdehnung des Beton- oder Spannstahls

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

$\varepsilon_{uk}$	charakteristische Dehnung des Beton- oder Spannstahls unter Höchstlast
$\theta$	Winkel
$\lambda$	Schlankheit
$\mu$	Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr
$\nu$	Querdehnzahl
$\nu$	Abminderungsbeiwert der Druckfestigkeit für gerissenen Beton
$\xi$	Verhältnis der Verbundfestigkeit von Spannstahl zu der von Betonstahl
$\rho$	Ofentrockene Dichte des Betons in $\text{kg/m}^3$
$\rho_{1000}$	Verlust aus Relaxation (in %), 1000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von $20^\circ\text{C}$
$\rho_l$	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Längsbewehrung
$\rho_w$	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Querkraftbewehrung
$\sigma_c$	Spannung im Beton
$\sigma_{cp}$	Spannung im Beton aus Normalkraft oder Vorspannung
$\sigma_{cu}$	Spannung im Beton bei der rechnerischen Bruchdehnung des Betons $\varepsilon_{cu}$
$\tau$	Schubspannung aus Torsion
$\phi$	Durchmesser eines Bewehrungsstabs oder eines Hüllrohrs
$\phi_n$	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
$\psi$	Kombinationsbeiwert einer veränderlichen Einwirkung
	$\psi_0$ für seltene Werte
	$\psi_1$ für häufige Werte
	$\psi_2$ 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  $\gamma$  und dem Kombinationsbeiwert  $\psi$  aufzubringen.

ANMERKUNG Der Kombinationsbeiwert  $\psi$  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  $d_{set,i}$  (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) 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 Kriecheauswirkungen 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  $d_{\text{joint}}$  vorgesehen werden, die die entstehenden Verformungen aufnehmen können.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert  $d_{\text{joint}}$  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 Ort beton-Bohrpfählen mit wieder gewonnener Verrohrung anzunehmen:

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

Dabei ist  $d_{\text{nom}}$  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  $\gamma_{\text{SH}}$  zu verwenden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von  $\gamma_{\text{SH}}$  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  $\gamma_C$  und  $\gamma_S$  zu verwenden.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte von  $\gamma_C$  und  $\gamma_S$  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	$\gamma_C$ für Beton	$\gamma_S$ für Betonstahl	$\gamma_S$ 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  $\gamma_C$  und  $\gamma_S$  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  $\gamma_C$  und  $\gamma_S$  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  $\gamma_C$  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)<sup>P</sup> 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
- Verbundinterschnittdübel.

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  $\alpha_{cc}$  und  $\alpha_{ct}$  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

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

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

Betonsorten mit quarzhaltigen 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
		12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
$f_{ck, cube}$	N/mm <sup>2</sup>	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105		
$f_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	
$f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0,3}$	
$\epsilon_{c1}$	‰	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 $\epsilon_{c1} (‰) = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$ [AC]	
$\epsilon_{cu1}$	‰	3,5															Siehe Bild 3.2 für $f_{ck} = 50$ N/mm <sup>2</sup> $\epsilon_{cu1} (‰) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$
$\epsilon_{c2}$	‰	2,0															Siehe Bild 3.3 für $f_{ck} = 50$ N/mm <sup>2</sup> $\epsilon_{c2} (‰) = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
$\epsilon_{cu2}$	‰	3,5															Siehe Bild 3.3 für $f_{ck} = 50$ N/mm <sup>2</sup> $\epsilon_{cu2} (‰) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$
$\eta$		2,0															für $f_{ck} = 50$ N/mm <sup>2</sup> $\eta = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$
$\epsilon_{c3}$ (‰)	‰	1,75															Siehe Bild 3.4 für $f_{ck} = 50$ N/mm <sup>2</sup> $\epsilon_{c3} (‰) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50) / 40]$
$\epsilon_{cu3}$	‰	3,5															Siehe Bild 3.4 für $f_{ck} = 50$ N/mm <sup>2</sup> $\epsilon_{cu3} (‰) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$

### 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  $\sigma_c$ , 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:

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

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  $\sigma_c$  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  $-40^\circ\text{C}$  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;

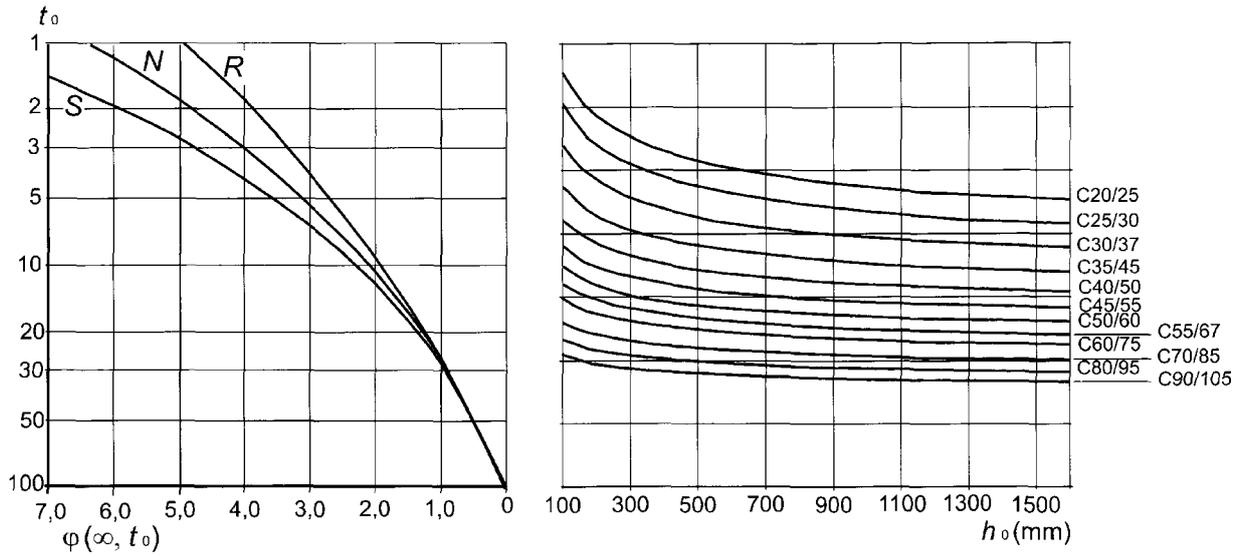
$h_0$  wirksame Querschnittsdicke mit  $h_0 = 2A_c / u$ , wobei  $A_c$  die Betonquerschnittsfläche und  $u$  die Umfangslänge der dem Trocknen ausgesetzten Querschnittsflächen sind;

$S$  Zement der Klasse S nach 3.1.2 (6);

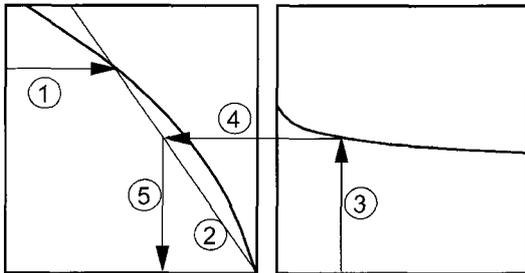
$N$  Zement der Klasse N nach 3.1.2 (6);

$R$  Zement der Klasse R nach 3.1.2 (6).

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

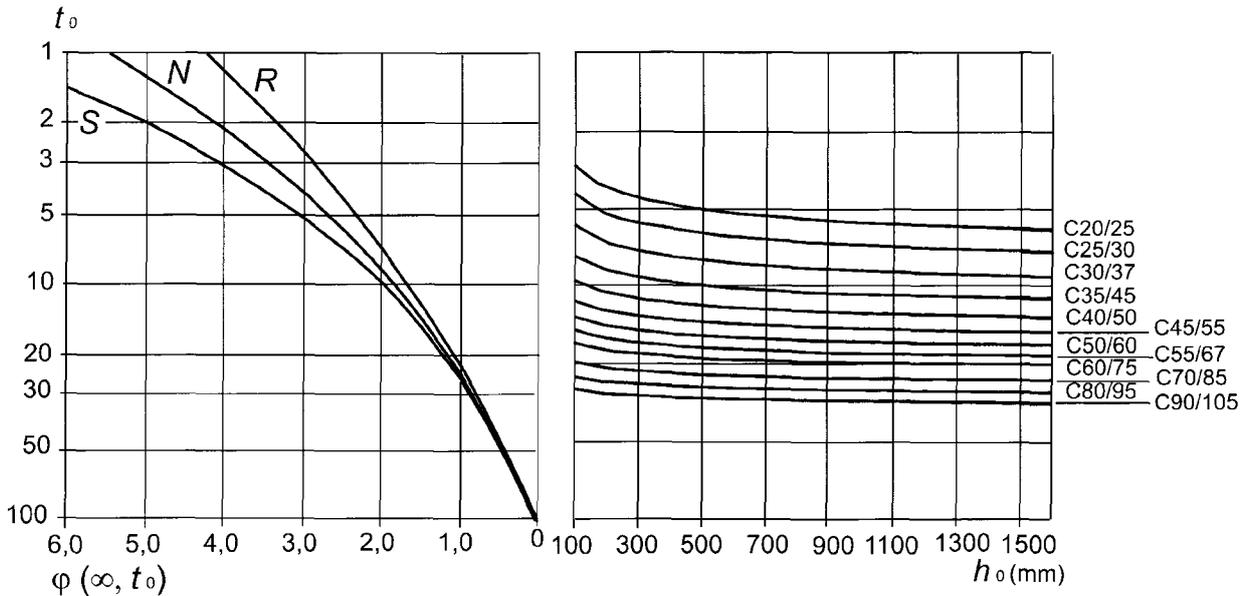


**a) trockene Innenräume, relative Luftfeuchte = 50%**



**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  $\varepsilon_{cs}$  aus

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

Dabei ist

$\varepsilon_{cs}$  die Gesamtschwinddehnung;

$\varepsilon_{cd}$  die Trocknungsschwinddehnung des Betons;

$\varepsilon_{ca}$  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 <sup>2</sup> )	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
$\geq 500$	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  $\sigma_c$  und  $\varepsilon_c$  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

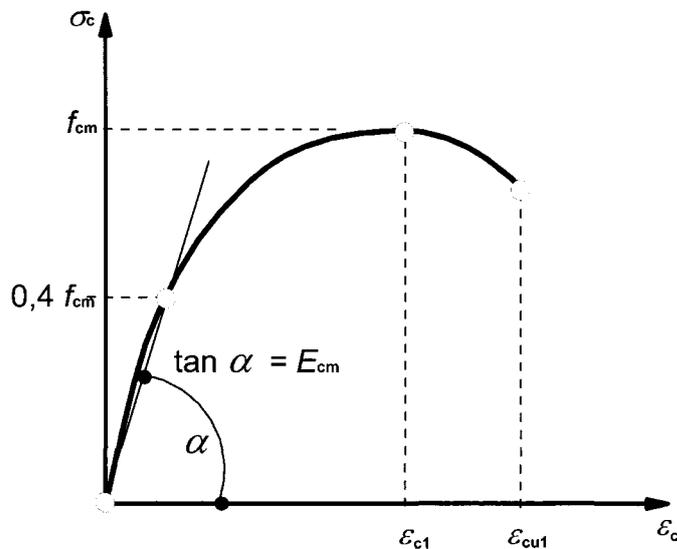
$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$\varepsilon_{c1}$  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  $\varepsilon_{cu1}$  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

$\gamma_c$  der Teilsicherheitsbeiwert für Beton, siehe 2.4.2.4;

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

**ANMERKUNG** Der jeweilige landesspezifische Wert  $\alpha_{cc}$  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

$\gamma_c$  der Teilsicherheitsbeiwert für Beton, siehe 2.4.2.4;

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

**ANMERKUNG** Der landesspezifische Wert  $\alpha_{ct}$  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):

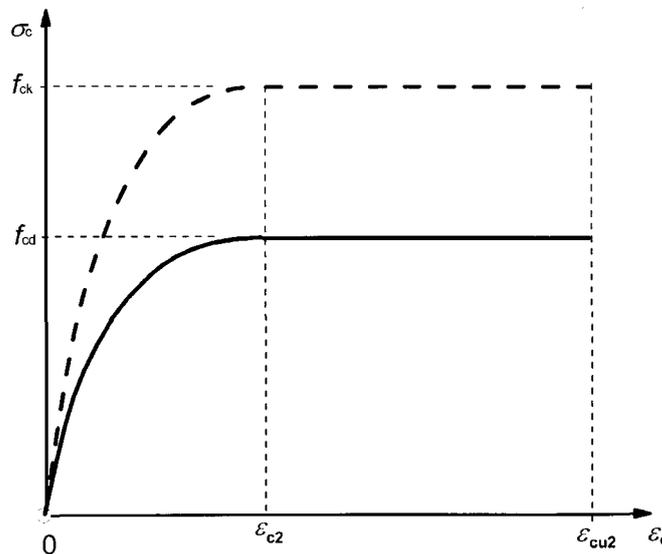
$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{für } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.17)$$

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

Dabei ist

- $n$  der Exponent gemäß Tabelle 3.1;
- $\varepsilon_{c2}$  die Dehnung beim Erreichen der Maximalfestigkeit gemäß Tabelle 3.1;
- $\varepsilon_{cu2}$  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  $\varepsilon_{c3}$  und  $\varepsilon_{cu3}$  nach Tabelle 3.1 (Druckspannung und Stauchung sind positiv dargestellt).



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

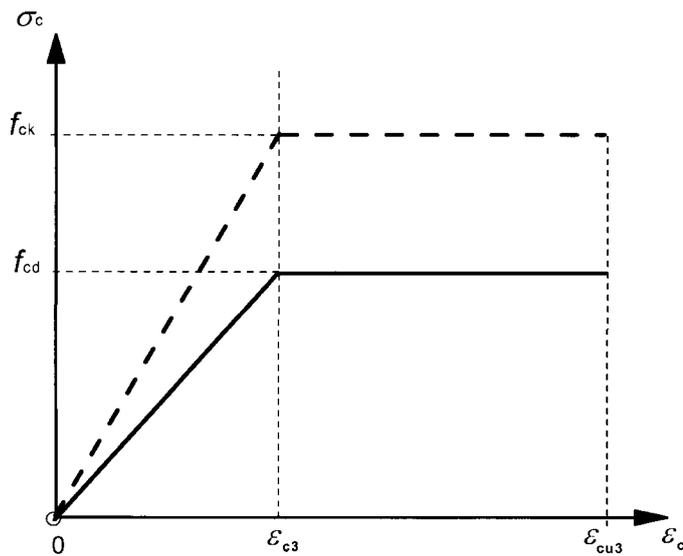


Bild 3.4 — Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie

(3) Ein Spannungsblock wie in Bild 3.5 darf angesetzt werden. Der Beiwert  $\lambda$  zur Bestimmung der effektiven Druckzonenhöhe und der Beiwert  $\eta$  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.

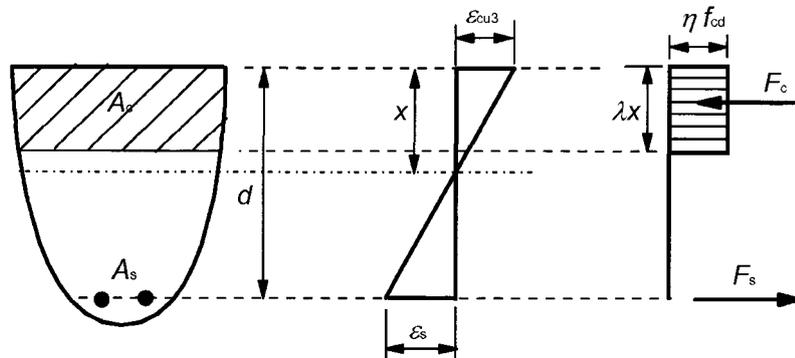


Bild 3.5 — Spannungsblock

### 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:

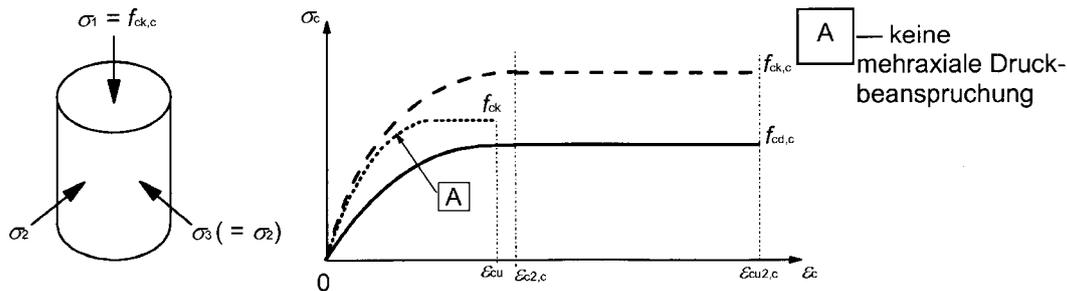
$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{für } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.24)$$

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

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

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

wobei  $\sigma_2$  ( $= \sigma_3$ ) die effektive Querdruckspannung im GZT infolge einer Querdehnungsbehinderung ist und  $\varepsilon_{c2}$  und  $\varepsilon_{cu2}$  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  $\boxed{AC}$  erreichen können  $\boxed{AC}$ .



**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 ( $\varepsilon_{uk}$  und  $(f_t/f_y)_k$ ),
- Biegebarkeit ,
- Verbundeigenschaften ( $f_R$ : siehe auch Anhang C),
- Querschnittsgrößen und Toleranzen,
- Ermüdungsfestigkeit,
- Schweißbeignung,
- 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/mm<sup>2</sup>.

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

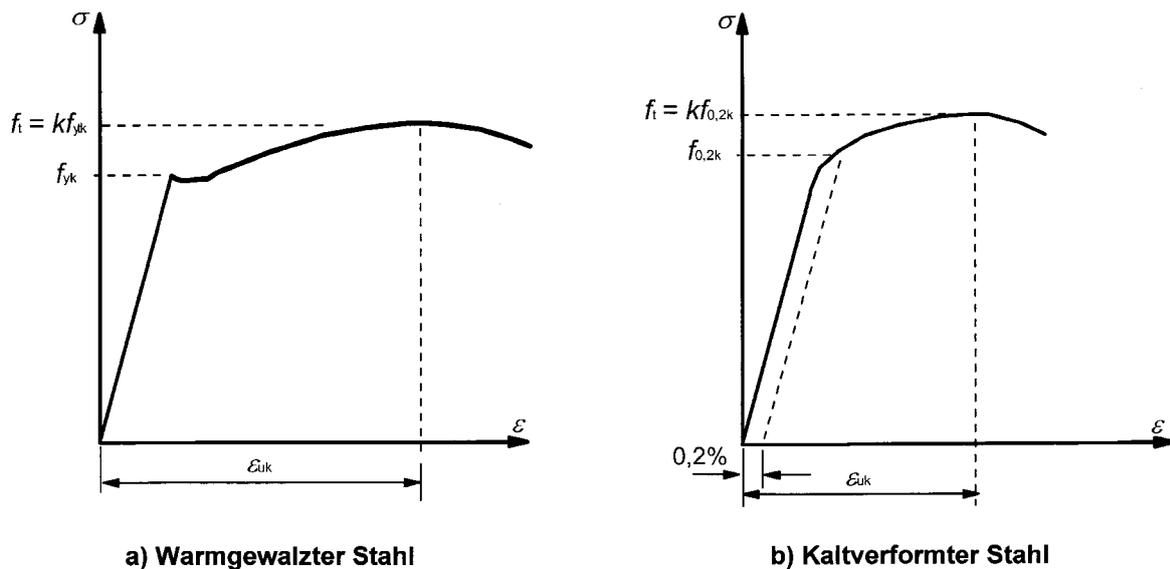
(1)P Die Streckgrenze  $f_{yk}$  (bzw. die 0,2 %-Dehngrenze  $f_{0,2k}$ ) und die Zugfestigkeit  $f_{tk}$  werden jeweils als charakteristische Werte definiert; sie ergeben sich aus der Last bei Erreichen der Streckgrenze bzw. der Höchstlast, geteilt durch den Nennquerschnitt.

### 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,  $\varepsilon_{uk}$  definiert.

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

ANMERKUNG  $\square AC$  Die Werte für  $k = (f_t/f_y)_k$  und  $\square AC$   $\varepsilon_{uk}$  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 Schweißeynung muss EN 10080 entsprechen.

(2)P Alle Schweißarbeiten an Bewehrungsstäben müssen  $\square AC$  gemäß EN ISO 17660  $\square AC$  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 <sup>1</sup>	Druckstäbe <sup>1</sup>
Vorwiegend ruhend (siehe auch 6.8.1 (2))	Abbrennstumpfschweißen	Stumpfstoß	
	Lichtbogenhandschweißen und Metall-Lichtbogenschweißen	Stumpfstoß mit $\phi \geq 20$ mm, Laschenstoß, Überlappstoß, Kreuzungsstoß <sup>3</sup> , Verbindung mit anderen Stahlteilen	
	Metall-Aktivgasschweißen <small>[AC] gestrichener Text [AC]</small>	Laschenstoß, Überlappstoß, Kreuzungsstoß <sup>3</sup> , Verbindung mit anderen Stahlteilen	
		—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 20$ mm
	Reibschweißen	Stumpfstoß, Verbindung mit anderen Stahlteilen	
	Widerstandspunktschweißen	Überlappstoß <sup>4</sup> Kreuzungsstoß <sup>2,4</sup>	
Nicht vorwiegend ruhend (siehe auch 6.8.1 (2))	Abbrennstumpfschweißen	Stumpfstoß	
	Lichtbogenhandschweißen	—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 14$ mm
	Metall-Aktivgas schweißen <small>[AC] gestrichener Text [AC]</small>	—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 14$ mm
	Widerstandspunktschweißen	Überlappstoß <sup>4</sup> Kreuzungsstoß <sup>2,4</sup>	
ANMERKUNGEN			
1. Es dürfen nur Stäbe mit näherungsweise gleichem Nenndurchmesser zusammengeschweißt werden.			
2. Zulässiges Verhältnis der Stabnennendurchmesser 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):

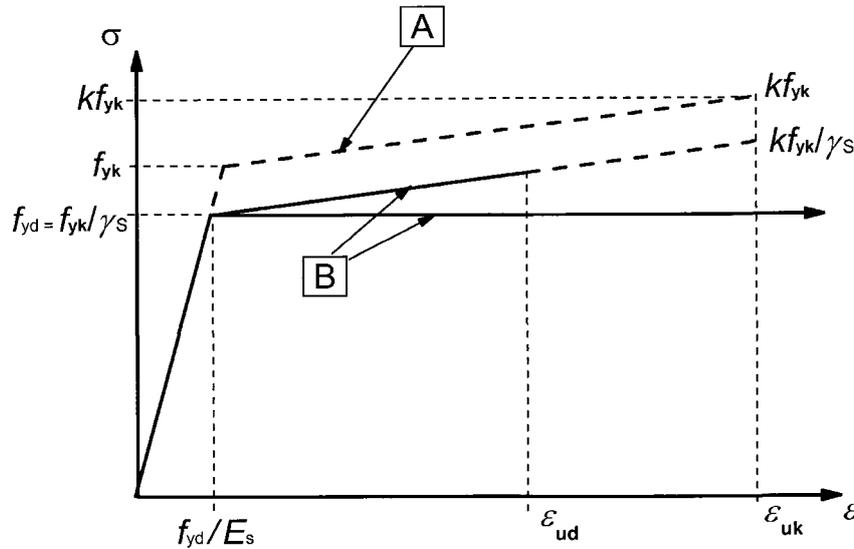
- ein ansteigender oberer Ast mit einer Dehnungsgrenze  $\varepsilon_{ud}$  und einer Maximalspannung von  $[AC] k \cdot f_{yk} / \gamma_S [AC]$  bei  $\varepsilon_{uk}$ , wobei  $k = (f_t / f_y)_k$  ist.
- ein horizontaler oberer Ast, bei dem die Dehnungsgrenze nicht geprüft werden muss.

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

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  $7850 \text{ kg/m}^3$  angesetzt werden.
- (4) Der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls  $E_s$  darf mit  $200.000 \text{ N/mm}^2$  angesetzt werden.



$$k = (f_t / f_y)_k$$

**A** Idealisiert

**B** Bemessung

**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  $\epsilon_{uk}$  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 ( $\epsilon_{uk}$ ),
- 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  $\rho_{1000}$ , 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  $\rho_{1000}$  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  $\rho_{1000}$  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;

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

bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund ist  $\sigma_{pi}$  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;

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

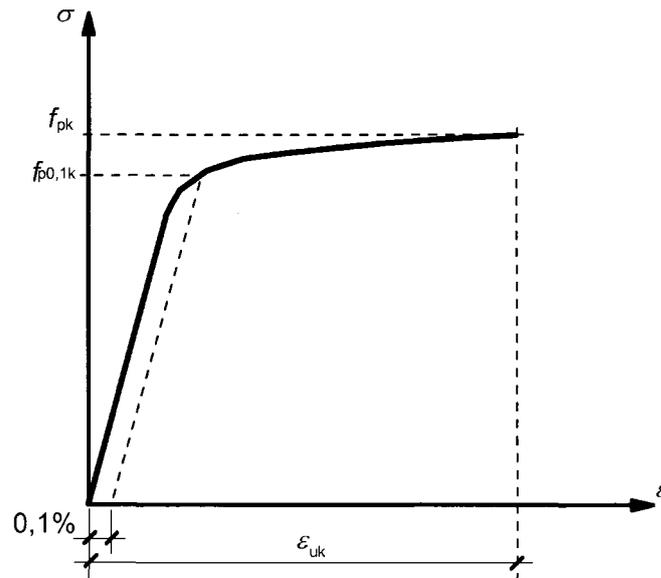
**ANMERKUNG** Für die Ermittlung der Spannkraftverluste für verschiedene Zeitintervalle (Zustände) und wenn größere Genauigkeit erforderlich ist, siehe Anhang D.

(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

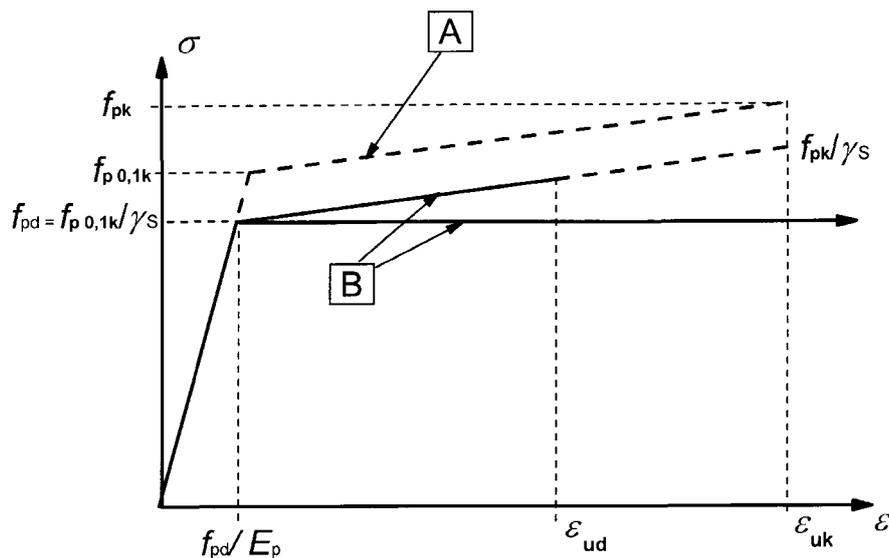
- (1)P Die Ermittlung der Schnittgrößen ist auf der Grundlage der Nennquerschnittsfläche des Spannstahls und der charakteristischen Werte  $f_{p0,1k}$ ,  $f_{pk}$  und  $\epsilon_{uk}$  durchzuführen.

**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/mm<sup>2</sup> angesetzt werden. Je nach Herstellungsverfahren kann der tatsächliche Wert zwischen 195 000 und 210 000 N/mm<sup>2</sup> 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/mm<sup>2</sup> angesetzt werden. Je nach Herstellungsverfahren kann der tatsächliche Wert zwischen 185 000 und 205 000 N/mm<sup>2</sup> 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/m<sup>3</sup> 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  $\epsilon_{ud}$ . 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  $\epsilon_{ud}$  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)
<b>1 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko</b>		
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
<b>2 Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung</b>		
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
<b>3 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride, ausgenommen Meerwasser</b>		
XD1	Mäßige Feuchte	Betonoberflächen, die chloridhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XD2	Nass, selten trocken	Schwimmbäder; Beton, der chloridhaltigen Industrieabwässern ausgesetzt ist
XD3	Wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken, die chloridhaltigem Spritzwasser ausgesetzt sind; Fahrbahndecken; Parkdecks
<b>4 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser</b>		
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)
<b>5 Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel</b>		
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
<b>6. Betonangriff durch chemischen Angriff der Umgebung</b>		
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  $\Delta c_{dev}$  (siehe 4.4.1.3):

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

#### 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.

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

Dabei ist

- $c_{min,b}$  die Mindestbetondeckung aus der Verbundanforderung, siehe 4.4.1.2 (3);
- $c_{min,dur}$  die Mindestbetondeckung aus der Dauerhaftigkeitsanforderung, siehe 4.4.1.2 (5);
- $\Delta c_{dur,\gamma}$  ein additives Sicherheitselement, siehe 4.4.1.2 (6);
- $\Delta c_{dur,st}$  die Verringerung der Mindestbetondeckung bei Verwendung nichtrostenden Stahls, siehe 4.4.1.2 (7);
- $\Delta c_{dur,add}$  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 $c_{min,b}$ <sup>1)</sup>
Betonstabstahl	Stabdurchmesser
Stabbündel	Vergleichsdurchmesser ( $\phi_n$ )(siehe 8.9.1)
<sup>1)</sup> 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						
Druckfestigkeitsklasse <sup>1) 2)</sup>	≥ 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						
Besondere Qualitätskontrolle nachgewiesen	vermindere Klasse um 1						

## ANMERKUNGEN zu Tabelle 4.3 N

- 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.
- Die geforderten Druckfestigkeitsklassen dürfen um eine Klasse reduziert werden, wenn unter Zugabe eines Luftporenbildners mehr als 4 % Luftporen erzeugt werden.

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

Dauerhaftigkeitsanforderung für $c_{min,dur}$ (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	Expositionsklasse 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  $\Delta c_{\text{dur}, y}$  zu erhöhen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert  $\Delta c_{\text{dur}, y}$  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  $\Delta c_{dev}$  (zulässige negative Abweichung in der Bauausführung) erhöht werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert  $\Delta c_{dev}$  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  $\Delta c_{dev}$  abgemindert werden.

ANMERKUNG Die landesspezifische Abminderung des Vorhaltemaßes  $\Delta c_{dev}$  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  $\Delta c_{dev}$  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  $\Delta c_{dev}$  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,  $\overline{AC}$  ist in der Regel das Nennmaß der Betondeckung grundsätzlich um  $\overline{AC}$  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 (1) 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) 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  $\theta_i$  wie folgt berücksichtigt werden:

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

Dabei ist

$\theta_0$  der Grundwert;

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

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

$l$  die Länge oder Höhe [m],  $\overline{AC}$  siehe (6)  $\overline{AC}$ ;

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

**ANMERKUNG** Der landesspezifische Wert  $\theta_0$  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 ausgesteiften 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  $\theta_i$  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):

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

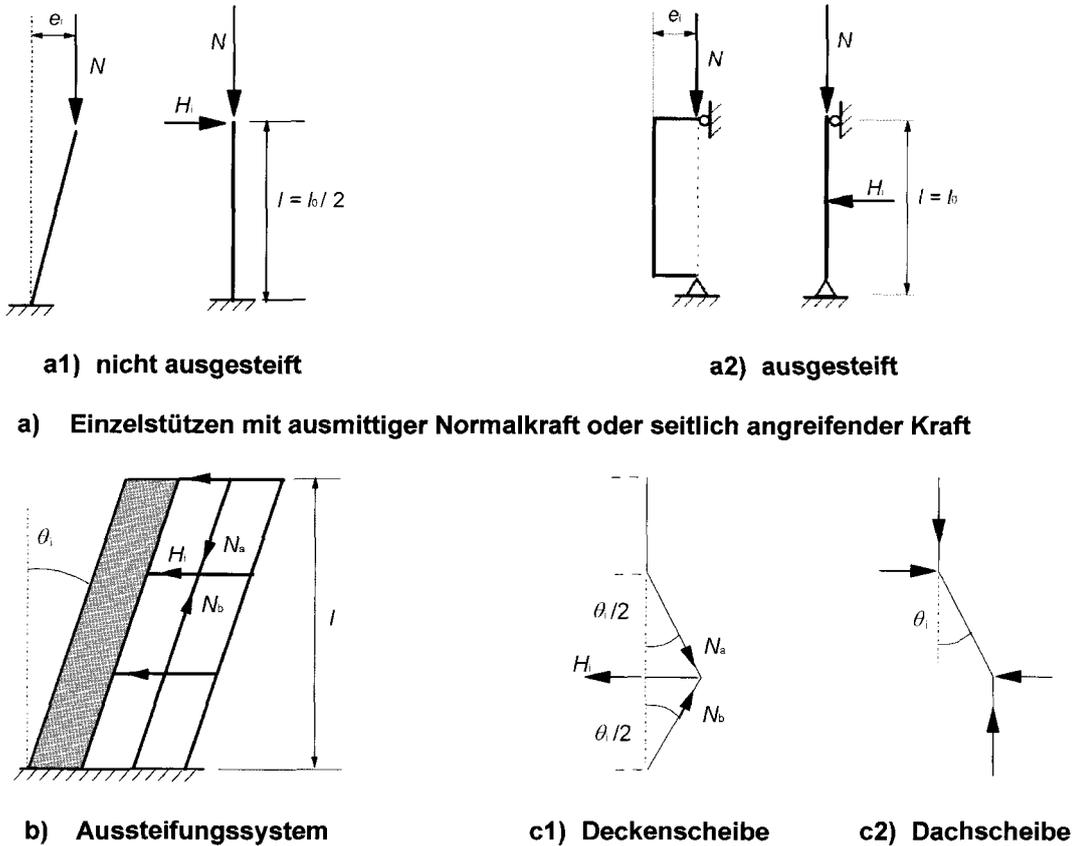
Auswirkung auf eine Dachscheibe (siehe Bild 5.1c2):

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

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 Mindestdicke 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.

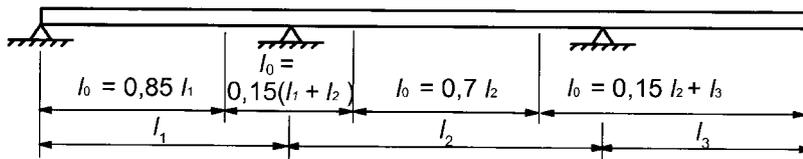


Bild 5.2 — Definition von  $l_0$ , zur Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite

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  $b_{\text{eff}}$  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

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

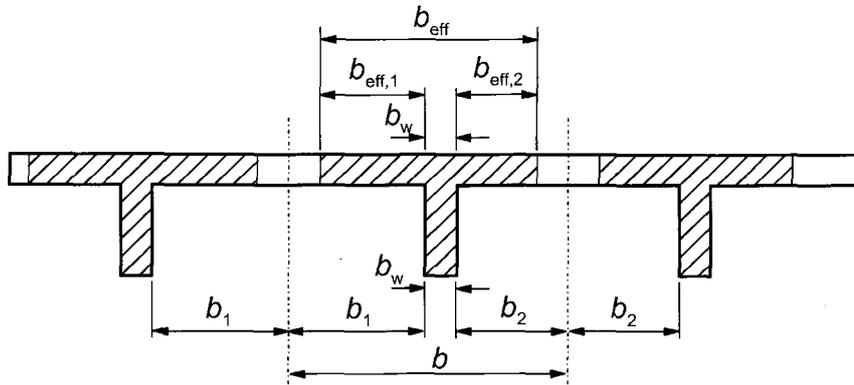
und

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

(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  $l_{\text{eff}}$  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  $\Delta M_{\text{Ed}}$  reduziert werden. Hierbei sollte als effektive Stützweite der Abstand zwischen den Auflagermitten angenommen werden:

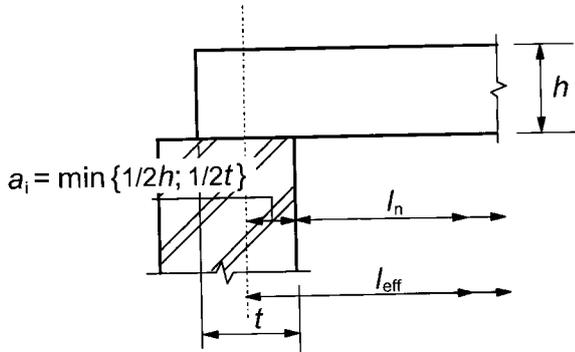
$$\Delta M_{\text{Ed}} = F_{\text{Ed,sup}} \cdot t / 8 \quad (5.9)$$

Dabei ist

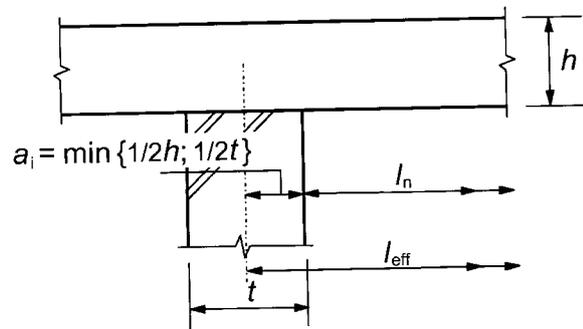
$F_{Ed,sup}$  der Bemessungswert der Auflagerreaktion;

$t$  die Auflagertiefe (siehe Bild 5.4b)).

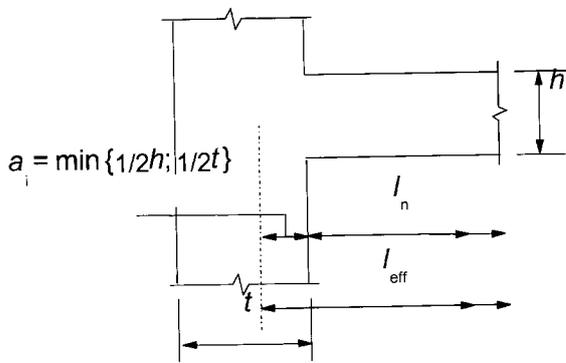
ANMERKUNG Werden Lager eingesetzt, ist in der Regel für  $t$  die Breite des Lagers anzusetzen.



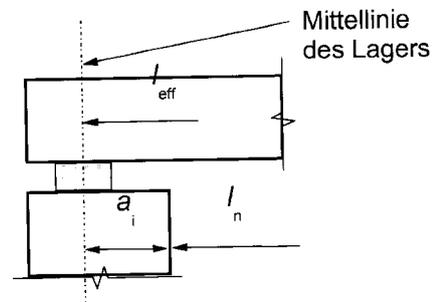
(a) nicht durchlaufende Bauteile



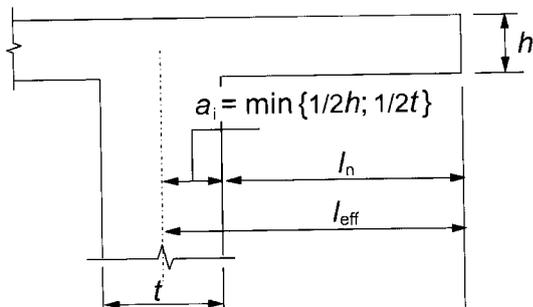
(b) durchlaufende Bauteile



(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) 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

$\delta$  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  $k_6 = 0,8$ .  $\varepsilon_{cu2}$  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.

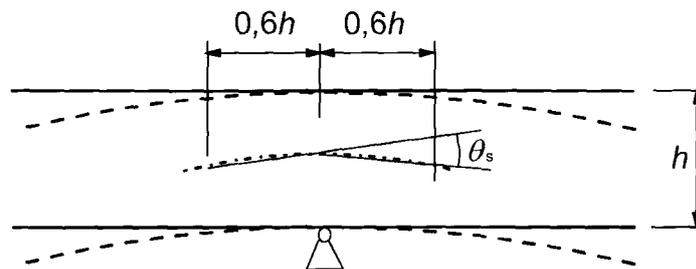
**DIN EN 1992-1-1:2011-01**  
**EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)**

**5.6.3 Vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation**

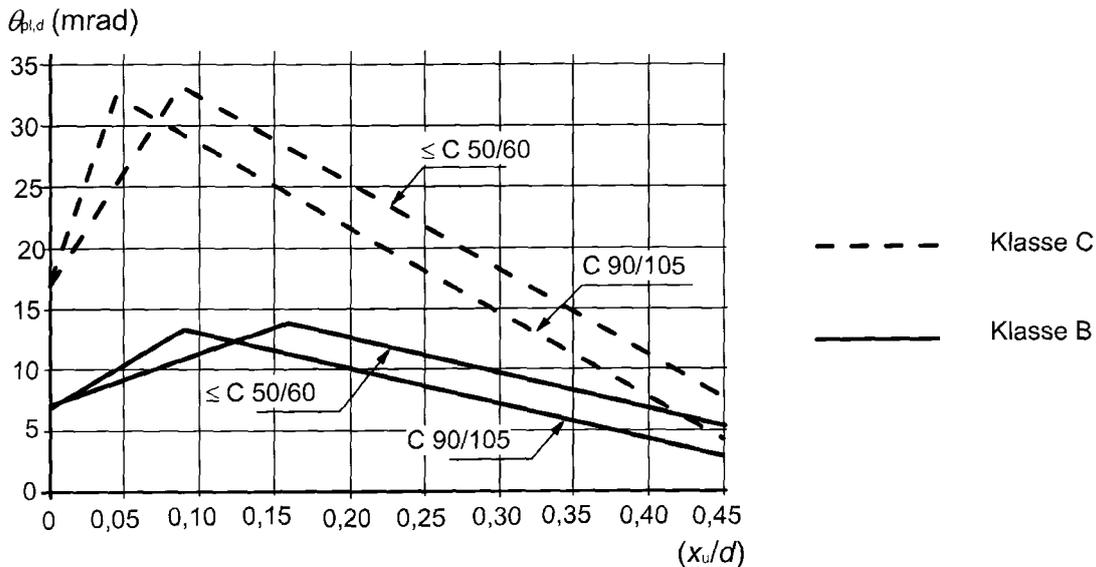
(1) Das vereinfachte Verfahren für stabförmige Bauteile und einachsig gespannte Platten basiert auf dem Nachweis der Rotationsfähigkeit ausgezeichneter Stab- oder Plattenabschnitte mit einer Länge etwa der 1,2fachen Querschnittshöhe. Dabei wird vorausgesetzt, dass diese sich als erste unter der jeweils 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  $\theta_s$  die zulässige Rotation nicht überschreitet (siehe Bild 5.5).

(2)  $\langle AC \rangle$  Für die Bereiche der plastischen Gelenke darf in der Regel das  $\langle AC \rangle$  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  $\theta_s$  ist in der Regel auf Grundlage der Bemessungswerte der Einwirkungen  $\langle AC \rangle$  und der Mittelwerte der Baustoffeigenschaften sowie  $\langle AC \rangle$  der Vorspannung zum maßgeblichen Zeitpunkt zu ermitteln.



**Bild 5.5 — Plastische Rotation  $\theta_s$  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  $k_\lambda$  zur Berücksichtigung der Schubslankheit ermittelt werden.

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  $k_\lambda$  zu multiplizieren:

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

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

Vereinfacht darf  $\lambda$  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

*Zweiachsige 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 Querbelastung.

ANMERKUNG Dieses „reine Knicken“ ist bei realen Tragwerken kein maßgebender Grenzzustand wegen der gleichzeitig zu berücksichtigenden Imperfektionen und Querbelastungen. 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* 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  $\lambda$  (in 5.8.3.2 definiert) unterhalb eines Grenzwertes  $\lambda_{\text{lim}}$  liegt.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für  $\lambda_{\text{lim}}$  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  $\varphi_{\text{ef}}$  nicht bekannt ist, darf  $A = 0,7$  verwendet werden);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$  (falls  $\omega$  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);

$\varphi_{\text{ef}}$  effektive Kriechzahl; siehe 5.8.4;

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

$A_s$  die Gesamtfläche der Längsbewehrung;

$n = N_{Ed} / (A_s f_{cd})$ ; 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  $\gamma_m$  positiv anzunehmen (d. h.  $C \leq 1,7$ ), andernfalls als negativ (d. h.  $C > 1,7$ ).

In folgenden Fällen wird in der Regel  $\gamma_m$  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:

$$\lambda = l_0 / i \tag{5.14}$$

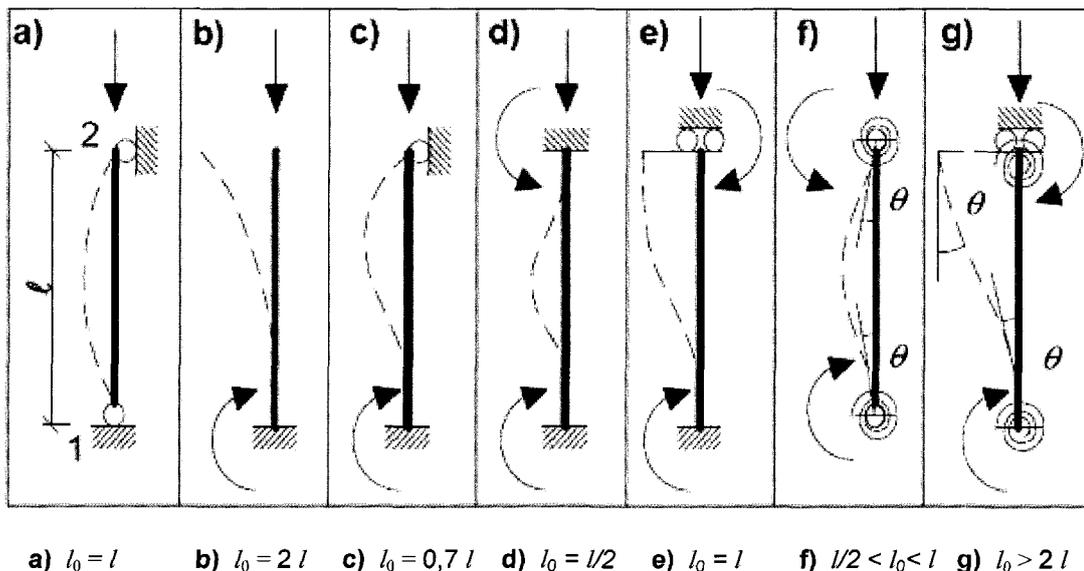
Dabei ist

$l_0$  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



**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):

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

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;

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

$\theta$  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  $\beta$  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  $\varphi_{ef}$  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,  $\varphi_{ef}$  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 ( $\omega$  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)  $\overline{\text{AC}}$  Die in 3.1.5, Gleichung (3.14) und 3.2.7 (Bild 3.8)  $\overline{\text{AC}}$  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

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

ersetzt.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert  $\gamma_{CE}$  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  $\varphi_{ef}$  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  $\overline{\text{AC}}$  unter Berücksichtigung von 5.8.5 (1)  $\overline{\text{AC}}$  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

$\rho$  der geometrische Bewehrungsgrad,  $A_s / A_c$ ;

$A_s$  die Gesamtquerschnittsfläche der Bewehrung;

$A_c$  die Betonquerschnittsfläche;

$\varphi_{ef}$  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  $N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ ;

$\lambda$  die Schlankheit, siehe 5.8.3.

Wenn die Schlankheit  $\lambda$  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);

$\varphi_{ef}$  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);

$\beta$  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 Querbelastung 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  $\overline{AC}$  (siehe auch 5.8.5 (3))  $\overline{AC}$ .

(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)  $\overline{AC}$  Für Bauteile ohne Querlasten zwischen den Stabenden dürfen unterschiedliche Endmomente  $M_{01}$  und  $M_{02}$   $\overline{AC}$  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  $\pi^2$  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);

$K_\varphi$  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

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

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

$\varphi_{ef}$  die effektive Kriechzahl; siehe 5.8.4;

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

$\lambda$  die Schlankheit,  $\overline{AC}$  siehe 5.8.3.2.  $\langle AC \rangle$

### 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

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

$\overline{AC}$  und wenn die bezogenen Lastausmitteln  $e_y / h_{eq}$  und  $e_z / b_{eq}$  (siehe Bild 5.8) eine der folgenden Bedingungen erfüllt:  $\langle AC \rangle$

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

Dabei ist

$b, h$  die Breite und Höhe des Querschnitts;

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

$\lambda_y, \lambda_z$  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;

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

$e_y = M_{Edz} / N_{Ed}$ ; 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:

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

**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,

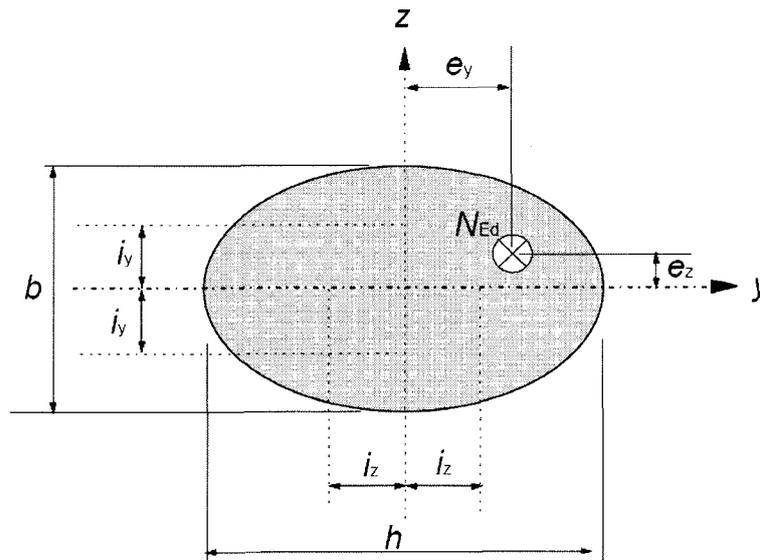
$N_{Ed}$  der Bemessungswert der Normalkraft;

$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$ , 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:  $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^3}$  und  $h/b \leq 2,5$  (5.40a)

— vorübergehende Bemessungssituationen:  $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^3}$  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 aufgebrachte 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 aufgebrauchte 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 aufgebrauchten 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:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (5.42)$$

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 aufgebracht 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  $\Delta P_{el}$ ,
- Verluste infolge Kurzzeitrelaxation  $\Delta P_r$ ,
- Verluste infolge Reibung  $\Delta P_{\mu}(x)$ ,
- Verluste infolge Verankerungsschlupf  $\Delta P_{sl}$ .

(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 Temperatureinwirkung 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  $\Delta P_{el}$ , 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

$\theta$  die Summe der planmäßigen, horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel über die Länge  $x$  (unabhängig von Richtung und Vorzeichen);

- $\mu$  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  $\mu$  und  $k$  werden in den entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen angegeben. Der Reibungsbeiwert  $\mu$  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  $\mu$  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  $\mu$  für interne Spannglieder im nachträglichen Verbund und externe Spannglieder ohne Verbund**

	Interne Spannglieder <sup>a</sup>	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	—	—	—	—

<sup>a</sup> bei Spanngliedern, die etwa die Hälfte des Hüllrohrs ausfüllen

ANMERKUNG  HDPE  — 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  $t$ ;
- $\varepsilon_{cs}$  die gemäß 3.1.4 (6) ermittelte Schwinddehnung als absoluter Wert;
- $E_p$  der Elastizitätsmodul für Spannstahl, siehe auch 3.3.6 (2)  $E_p$ ;
- $E_{cm}$  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  $\sigma_p$  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  $\gamma_p$  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/mm<sup>2</sup>.

- (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:  $r_{sup} = 1,05$  und  $r_{inf} = 0,95$ ,
- für Spannglieder im nachträglichen Verbund:  $r_{sup} = 1,10$  und  $r_{inf} = 0,90$ ,
- falls entsprechende Maßnahmen getroffen werden (z. B. direkte Messungen der Vorspannung unter den Gebrauchstauglichkeitsbedingungen):  $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$ .

### 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  $\varepsilon_{cu2}$  oder  $\varepsilon_{cu3}$  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  $\varepsilon_{sd}$  zu begrenzen (wo zutreffend), siehe 3.2.7 (2) bzw. 3.3.6 (7).

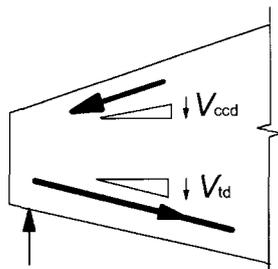
(4) Für  $\overline{AC}$  gestrichener Text  $\overline{AC}$  Querschnitte mit Drucknormalkraft ist in der Regel eine Mindestausmitte von  $e_0 = h / 30 \geq 20$  mm anzusetzen (mit  $h$  – Querschnittshöhe).

(5) Bei Querschnittsteilen, die näherungsweise  $\overline{AC}$  zentrischem Druck ( $e_d / h \leq 0,1$ ) ausgesetzt sind  $\overline{AC}$ , wie z. B. Druckgurte von Hohlkastenträgern, ist in der Regel die mittlere Stauchung auf  $\varepsilon_{c2}$  (bzw.  $\varepsilon_{c3}$  wenn die bilineare Linie aus Bild 3.4 verwendet wird) zu begrenzen.

(6) Die zulässigen Grenzen der Dehnungsverteilung sind in Bild 6.1 dargestellt.



**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  $\leq 2$  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

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2.b)$$

Dabei ist

- $f_{ck}$  die charakteristische Betonfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>];
- $k = 1 + \sqrt{(200 / d)} \leq 2,0$  mit  $d$  [mm];
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$ ;
- $A_{sl}$  die Fläche der Zugbewehrung, die mindestens  $(l_{bd} + d)$  über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt wird (siehe Bild 6.3);
- $b_w$  die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts [mm];
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$  [N/mm<sup>2</sup>];
- $N_{Ed}$  die Normalkraft im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung oder Vorspannung [N] ( $N_{Ed} > 0$  für Druck). Der Einfluss von Zwang auf  $N_{Ed}$  darf vernachlässigt werden;  $\overline{AC}$
- $A_c$  die Betonquerschnittsfläche [mm<sup>2</sup>];
- $V_{Rd,c}$  in [N].

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für  $C_{Rd,c}$ ,  $v_{min}$  und  $k_1$  dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für  $C_{Rd,c}$  ist  $0,18 / \gamma_c$ , der für  $v_{min}$  ist in Gleichung (6.3N) angegeben und der für  $k_1$  ist  $0,15$ .

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$$

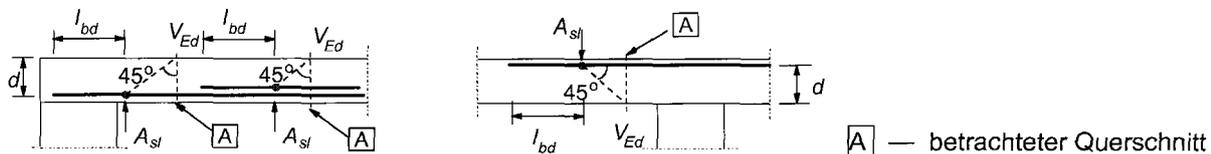


Bild 6.3 — Definition von  $A_{sl}$  in Gleichung (6.2)

(2) Bei einfeldrigen, statisch bestimmten Spannbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung darf die Querkrafttragfähigkeit in gerissenen Bereichen mit Gleichung (6.2a) ermittelt werden. In ungerissenen Bereichen (für die die Biegezugspannung kleiner als  $f_{ctk,0,05} / \gamma_c$  ist), darf die Querkrafttragfähigkeit auf Grundlage der Betonzugfestigkeit wie folgt berechnet werden:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (6.4)$$

Dabei ist

- $I$  das Flächenträgheitsmoment;
- $b_w$  die Querschnittsbreite in der Schwerachse unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre gemäß Gleichungen (6.16) und (6.17);
- $S$  das Flächenmoment 1. Grades oberhalb der Schwerachse;
- $\alpha_1 = l_x / l_{pt2} \leq 1,0$  für Spannglieder im sofortigen Verbund,  
 $= 1,0$  für andere Arten der Vorspannung;
- $l_x$  der Abstand des betrachteten Querschnitts vom Beginn der Übertragungslänge;
- $l_{pt2}$  der obere Grenzwert der Übertragungslänge des Spanngliedes gemäß Gleichung (8.18);
- $\sigma_{cp}$  die Betondruckspannung im Schwerpunkt infolge Normalkraft und/oder Vorspannung ( $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  in N/mm<sup>2</sup>,  $N_{Ed} > 0$  bei Druck).

**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 Auflagertrand im Winkel von  $45^\circ$  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  $a_1 = d$  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 Auflagertrand (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  $\beta$  berechnete Querkraft muss in der Regel folgende Bedingung erfüllen

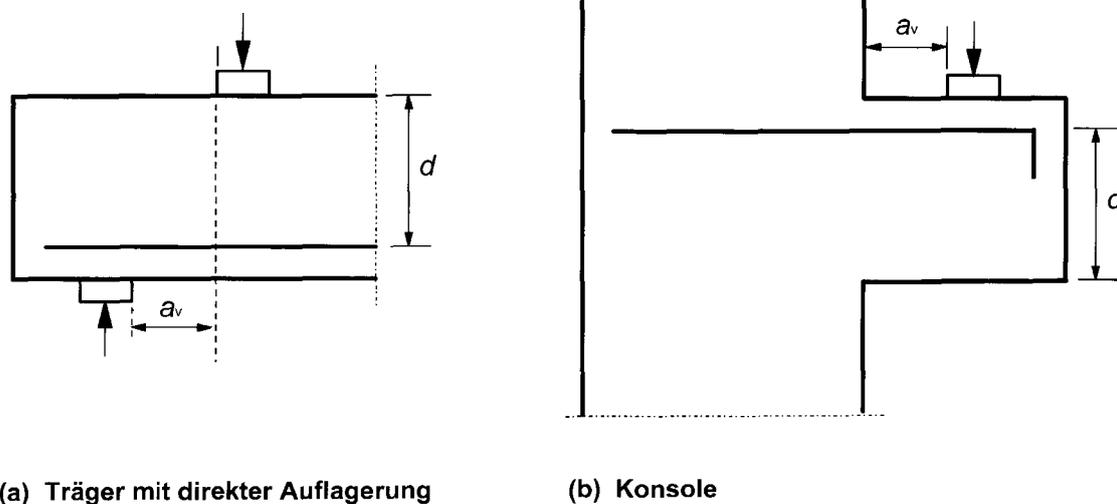
$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (6.5)$$

Dabei ist  $\nu$  ein Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für  $\nu$  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 auflagnahen Lasten und Konsolen dürfen alternativ dazu auch mit Stabwerkmodellen bemessen werden. Siehe hierzu 6.5.



**Bild 6.4 — auflagnahen Lasten**

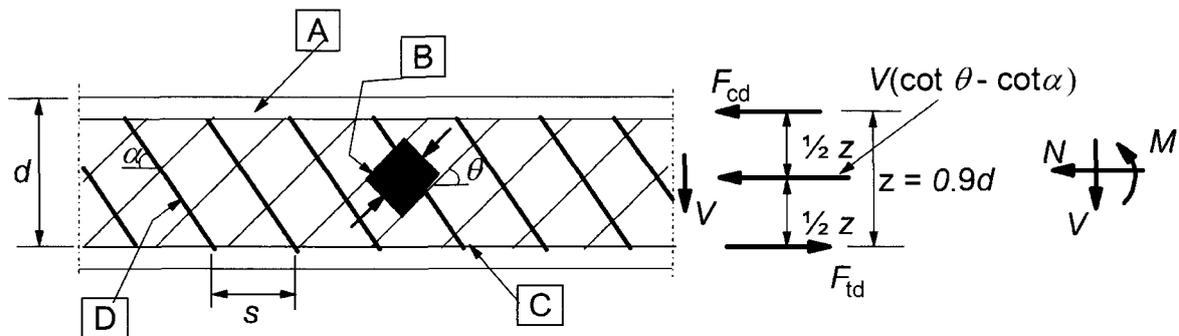
### 6.2.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

(1) Die Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung basiert auf einem Fachwerkmodell (Bild 6.5). Die Druckstrebenneigung  $\theta$  im Steg ist nach 6.2.3 (2) zu begrenzen.

Folgende Bezeichnungen werden in Bild 6.5 verwendet:

- $\alpha$  Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse (in Bild 6.5 positiv);
- $\theta$  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.



**A** — Druckgurt, **B** — Druckstreben, **C** — Zuggurt, **D** — Querkraftbewehrung

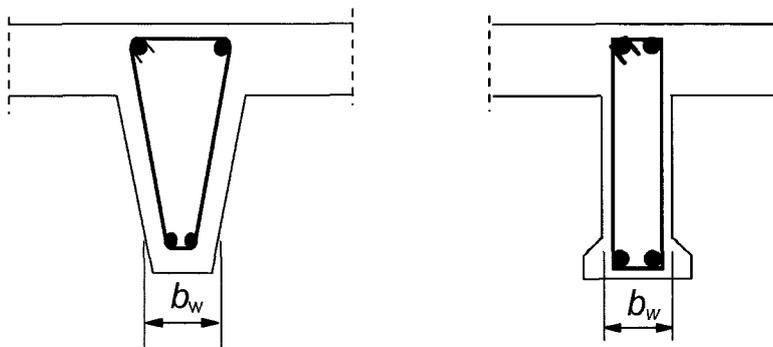


Bild 6.5 — Fachwerkmodell und Formelzeichen für Bauteile mit Querkraftbewehrung

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

(2) Der Winkel  $\theta$  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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

Dabei ist

$A_{sw}$  die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung;

$s$  der Bügelabstand;

$f_{ywd}$  der Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung;

$v_1$  ein Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen;

$\alpha_{cw}$  ein Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt.

ANMERKUNG 1 Die landesspezifischen Werte  $v_1$  und  $\alpha_{cw}$  dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für  $v_1$  ist  $v$  (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  $v_1$  wie folgt ermittelt werden:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.aN)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{für } f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.bN)$$

ANMERKUNG 3 Der empfohlene Wert für  $\alpha_{cw}$  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

$\sigma_{cp}$  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  $\sigma_{cp}$  braucht nicht für Bereiche näher als  $0,5d \cdot \cot \theta$  vom Auflagerrand 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 geneigter 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:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \Sigma \phi \quad (6.16)$$

Dabei ist  $\phi$  der Außendurchmesser des Hüllrohres und  $\Sigma \phi$  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:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \Sigma \phi \quad (6.17)$$

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  $\Delta F_{td}$  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:

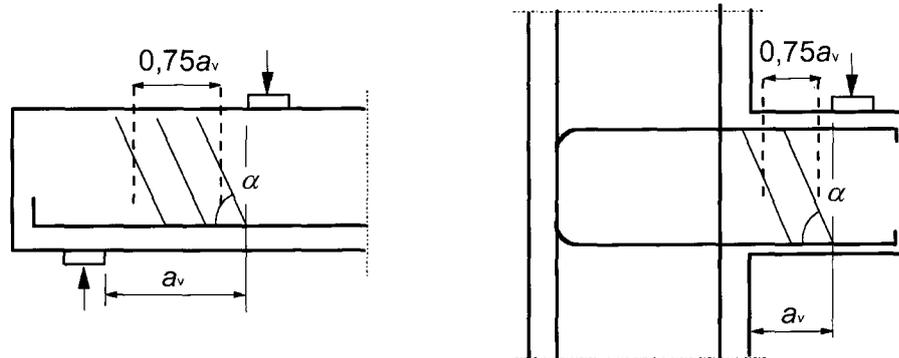
$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \quad (6.19)$$

Dabei ist  $A_{sw} \cdot f_{ywd}$  der Widerstand der Querkraftbewehrung, die den geneigten Schubbriss 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  $\beta$  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  $\beta$  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

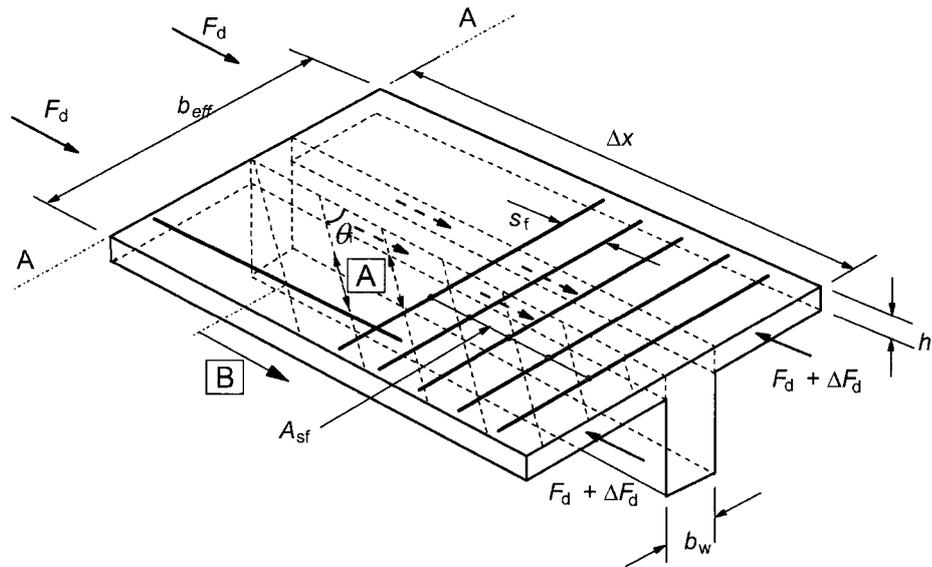
- (1) Die Schubtragfähigkeit eines Gurtes darf unter Annahme eines Systems von Druckstreben und Zuggliedern aus Bewehrung berechnet werden.
- (2) Eine Mindestbewehrung ist in der Regel nach 9.3.1 vorzusehen.
- (3) Die Längsschubspannung  $v_{Ed}$  am Anschluss einer Seite eines Gurtes an den Steg wird 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;
- $\Delta x$  die betrachtete Länge, siehe Bild 6.7;
- $\Delta F_d$  die Längskraftdifferenz im Gurt über die Länge  $\Delta x$ .

Für  $\Delta x$  darf höchstens der halbe Abstand zwischen Momentennullpunkt und Momentenmaximum angenommen werden. Wirken Einzellasten darf in der Regel die Länge  $\Delta x$  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 Gurten 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

$\beta$  das Verhältnis der Normalkraft in der Betongängung 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  $\mu$  je ein Beiwert, der von der Rauigkeit der Fuge abhängt (siehe (2));

$f_{ctd}$  der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach 3.1.6 (2)P;

$\sigma_n$  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  $\sigma_n$  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;

$\alpha$  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).

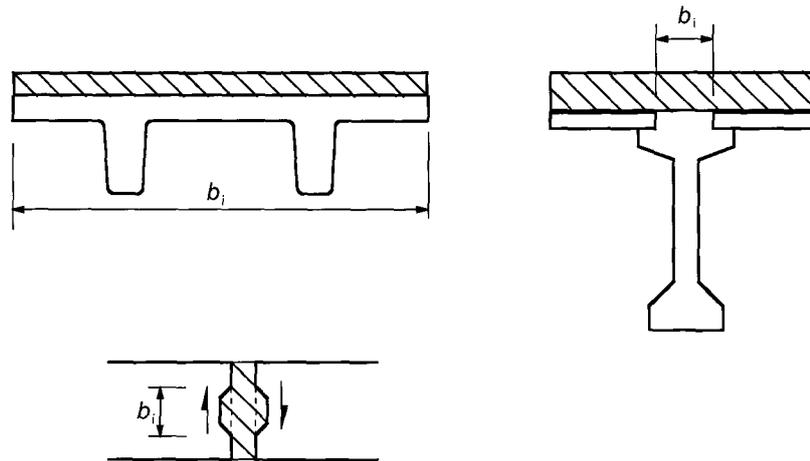
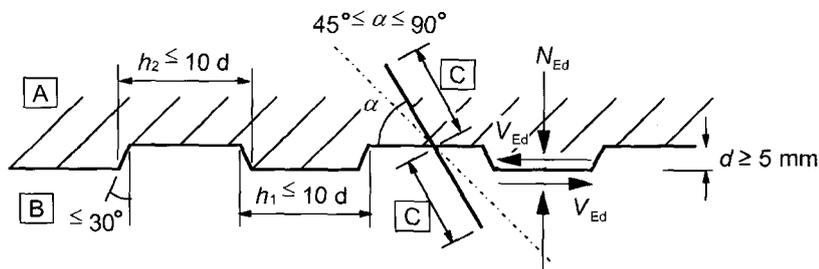


Bild 6.8 — Beispiele für Fugen



[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:

[AC]

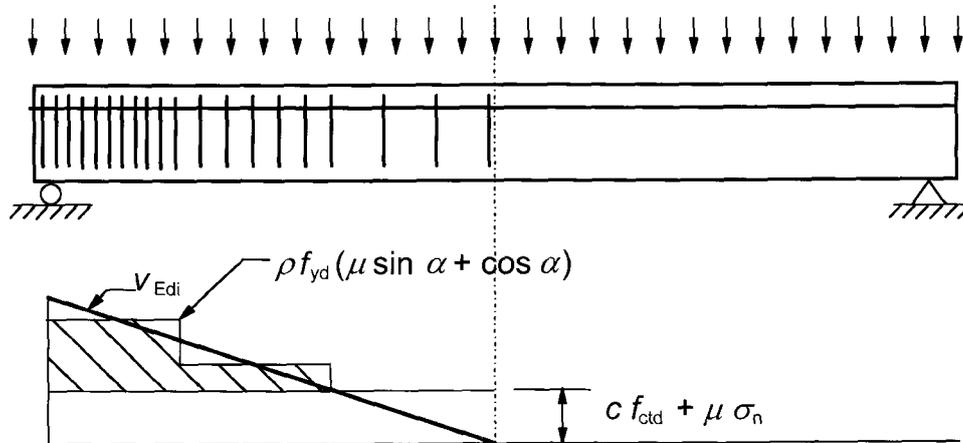
- Sehr glatt: die Oberfläche wurde gegen Stahl, Kunststoff oder speziell geglättete Holzschalungen betoniert:  $0,025 \leq c \leq 0,10$  und  $\mu = 0,5$ ;
- Glatt: die Oberfläche wurde abgezogen oder im Gleit- bzw. Extruderverfahren hergestellt, oder blieb nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung:  $c = 0,20$  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) 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.

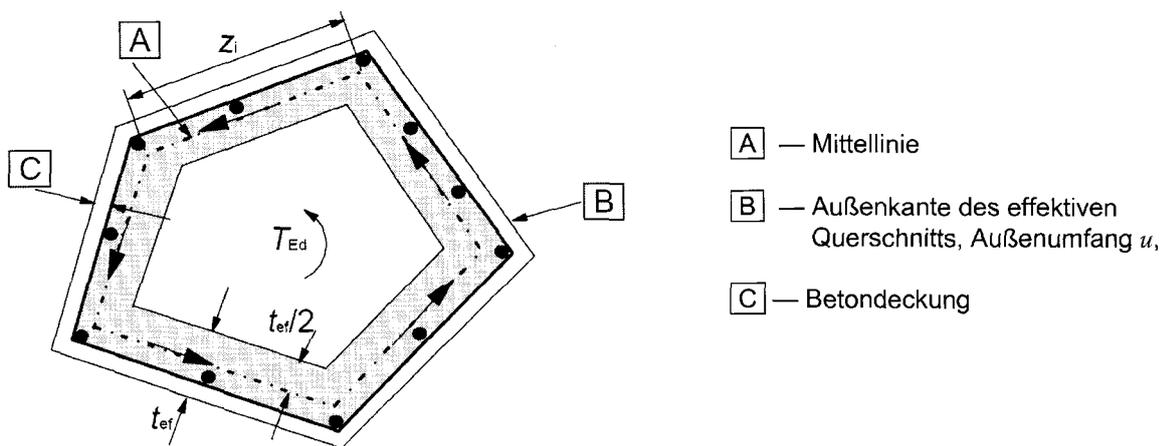


Bild 6.11 — In 6.3 verwendete Formelzeichen und Definitionen

(2) Die Auswirkungen aus Torsion und Querkraft dürfen unter Annahme gleicher Druckstrebenneigung  $\theta$  sowohl für Hohl- als auch Vollquerschnitte überlagert werden. Die Grenzwerte für  $\theta$  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  $\Sigma A_{sl}$  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  $A_{sl}$ ;

$\theta$  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  $z_1$  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  $\nu$  aus 6.2.2 (6) und  $\alpha_{cw}$  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  $\tau_{i} = f_{ctd}$  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.

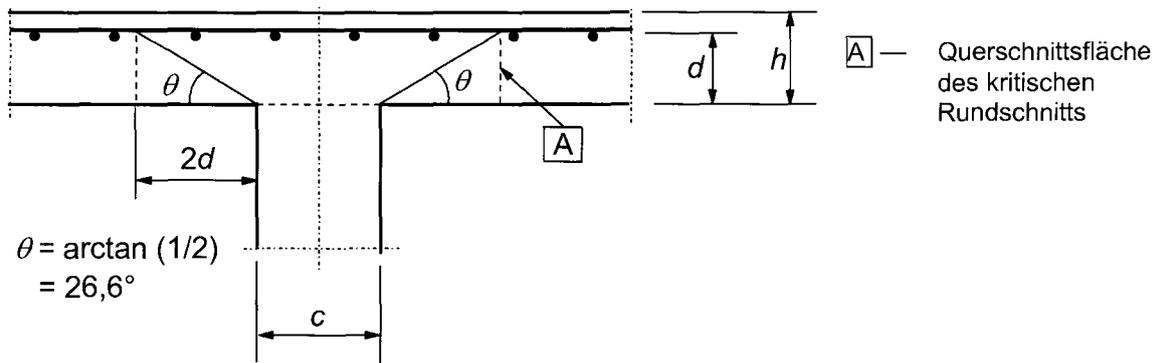
(2)P Durchstanzen kann infolge konzentrierter Lasten oder Auflagerreaktionen eintreten, die auf einer relativ kleinen Lasteinleitungsfläche  $A_{load}$  auf Decken oder Fundamente einwirken.

(3) Ein geeignetes Bemessungsmodell für den Nachweis gegen Durchstanzen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in Bild 6.12 dargestellt.

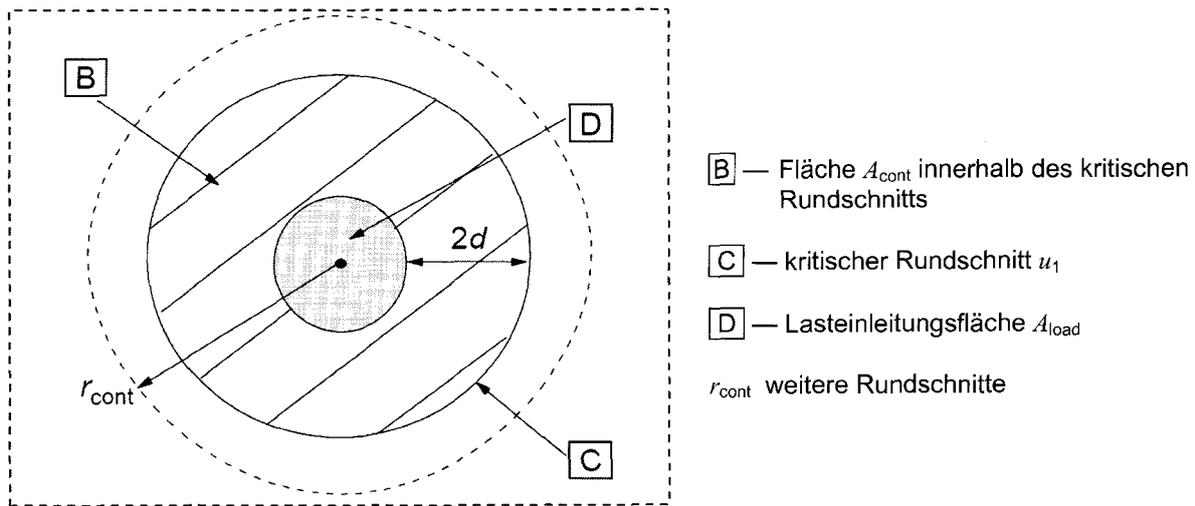
(4) Der Durchstanzwiderstand ist in der Regel am Stützenrand und entlang des kritischen Rundschnitts  $u_1$  nachzuweisen. Wenn Durchstanzbewehrung erforderlich wird, ist ein weiterer Rundschnitt  $u_{out,ef}$  (siehe Bild 6.22) zu ermitteln, in dem Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist.

(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:

$$d_{eff} = (d_y + d_z) / 2 \quad (6.32)$$

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 Rundschnitts als unwirksam zu betrachten. Dieser Umfangsabschnitt wird durch den Abstand der Schnittpunkte der Verbindungslinien mit dem betrachteten Rundschnitt nach Bild (6.14) bestimmt.

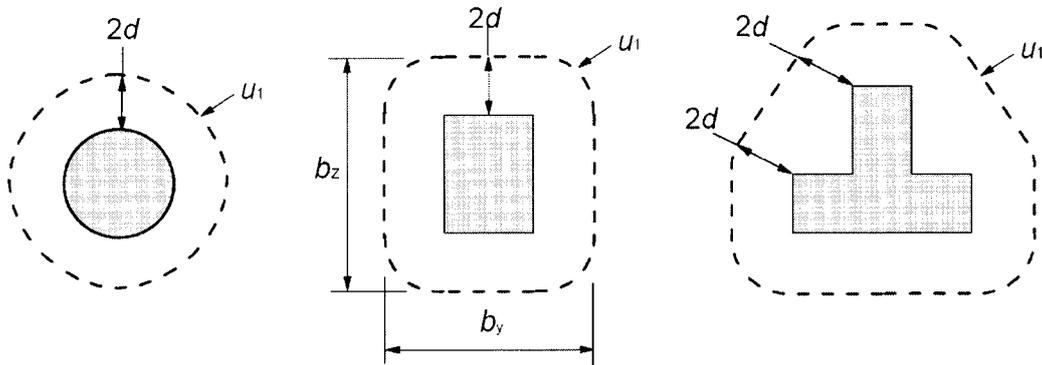


Bild 6.13 — Typische kritische Rundschnitte um Lasteinleitungsflächen

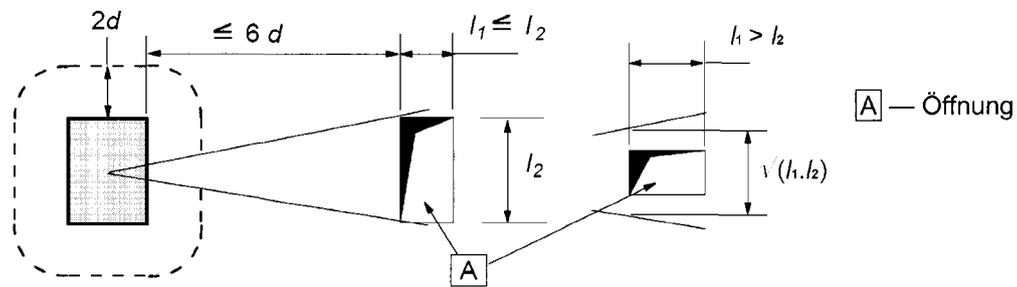


Bild 6.14 — Rundschnitte in der Nähe von Öffnungen

(4) Bei Lasteinleitungsflächen, die sich in der Nähe eines freien Randes oder einer freien Ecke befinden, ist in der Regel der kritische Rundschnitt 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 Rands oder einer Ecke, d. h. in einer Entfernung kleiner als  $d$ , ist in der Regel eine besondere Randbewehrung nach 9.3.1.4 einzulegen.

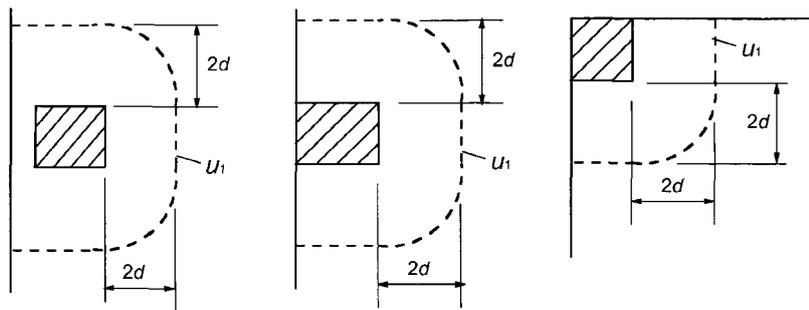
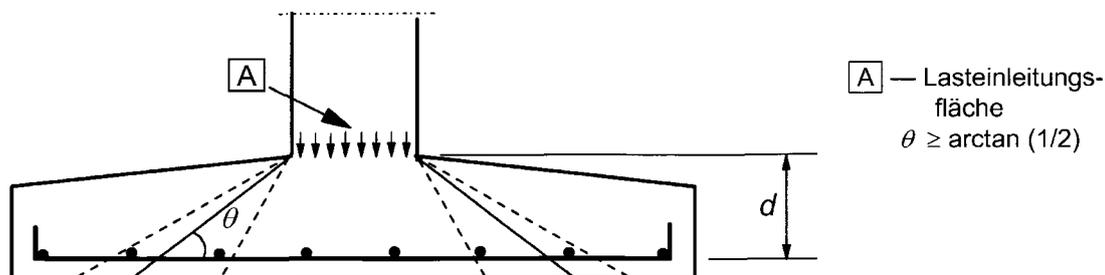


Bild 6.15 — Kritische Rundschnitte um Lasteinleitungsflächen nahe eines Randes oder Ecke

**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 Durchstanztragfähigkeit nach 6.4.3 nur in der Querschnittsfläche des Rundschnitts außerhalb der Stützenkopfverstärkung erforderlich. Der Abstand  $r_{\text{cont}}$  dieses Schnittes vom Schwerpunkt der Stützenquerschnittsfläche darf wie folgt ermittelt werden:

$$r_{\text{cont}} = 2d + l_H + 0,5c \quad (6.33)$$

Dabei ist

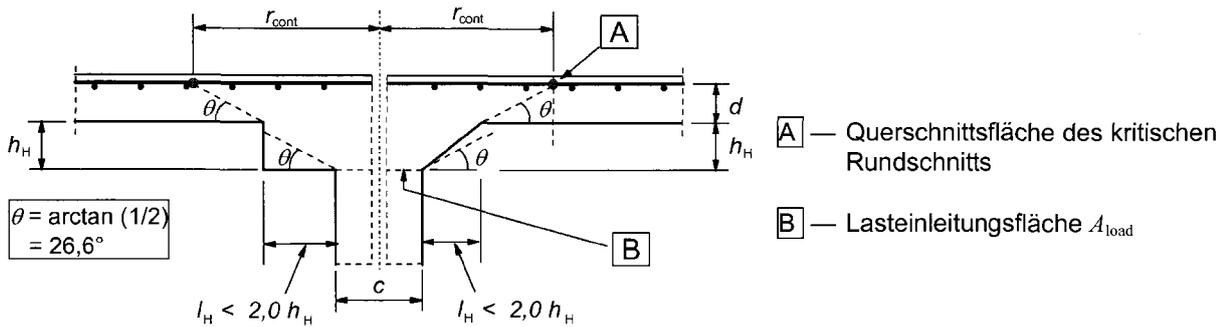
- $l_H$  der Abstand des Stützenrands vom Rand der Stützenkopfverstärkung;
- $c$  der Durchmesser einer Stütze mit Kreisquerschnitt.

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  $r_{\text{cont}}$  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.

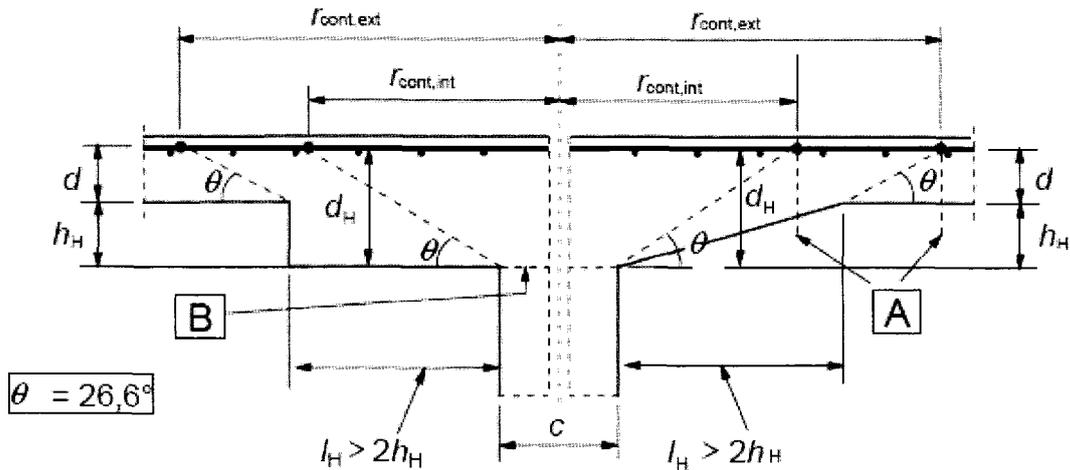
(10) Die Angaben aus 6.4.2 und 6.4.3 gelten ebenfalls für Nachweise innerhalb der Stützenkopfverstärkung mit  $d = d_H$  gemäß Bild 6.18.

(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:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c \tag{6.36}$$

$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0,5c \tag{6.37}$$

**AC**



**A** — Querschnittsflächen der kritischen Rundschnitte bei Stützen mit Kreisquerschnitt  
**B** — Lasteinleitungsfläche  $A_{load}$

**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) Die Durchstanznachweise sind am Stützenrand und entlang des kritischen Rundchnitts  $u_1$  zu führen. Wenn Durchstanzbewehrung erforderlich wird, ist ein weiterer Rundchnitt  $u_{out,ef}$  (siehe Bild 6.22) zu ermitteln, für den Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist. Folgende Bemessungswerte des Durchstanzwiderstands [N/mm<sup>2</sup>] 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 Rundchnitts 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 Rundchnitts;

$u_i$  der Umfang des betrachteten Rundchnitts;

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (6.39)$$

Dabei ist

$u_1$  der Umfang des kritischen Rundchnitts;

$k$  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 Rundchnitts  $u_1$  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:

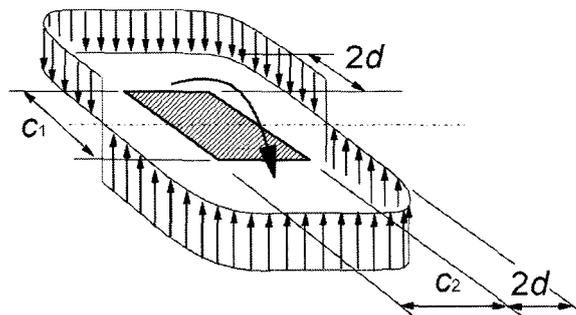
$$W_1 = c_1^2/2 + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 \quad (6.41)$$

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  $\beta$  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  $\beta$  verwendet werden:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (6.43)$$

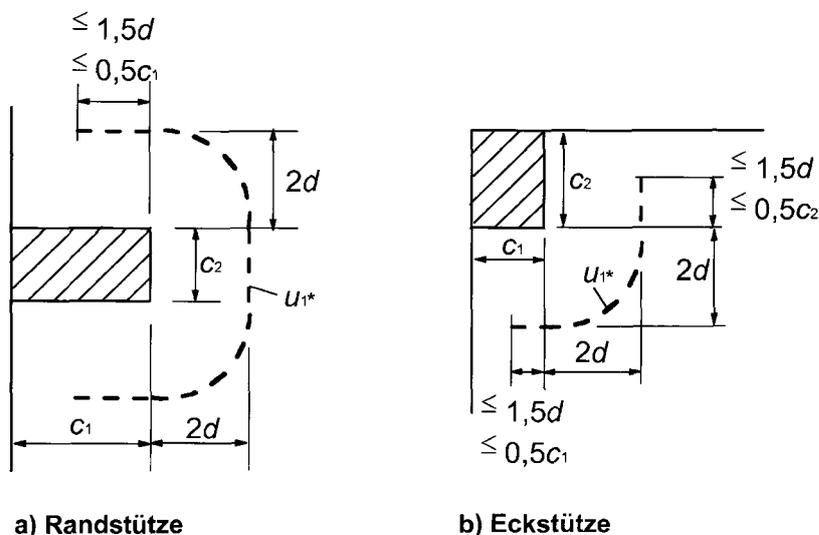
Dabei ist

- $e_y$  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  $\beta$  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));
- $e_{\text{par}}$  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  $\beta$  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  $\beta$  verwendet werden.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für  $\beta$  dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Bild 6.21N angegeben.

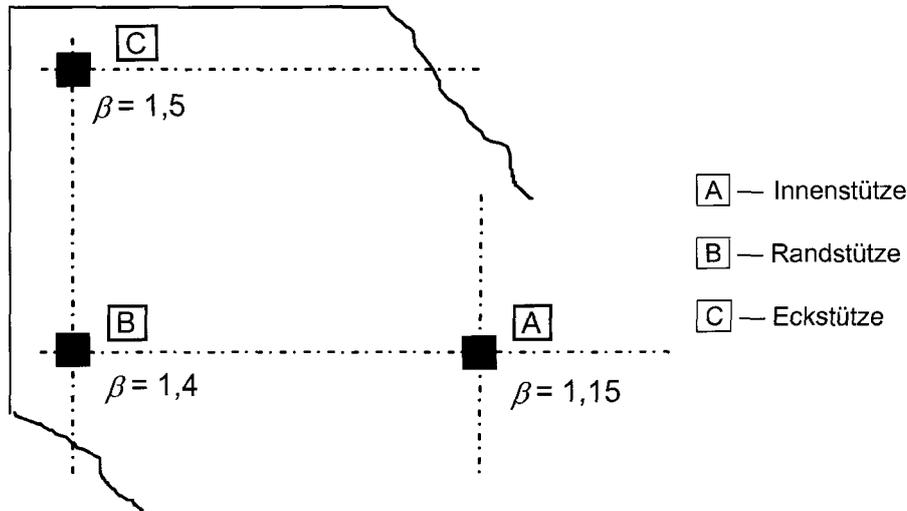


Bild 6.21N — Empfohlene Werte für  $\beta$

(7) Bei einer konzentrierten Einzellast in der Nähe der punktförmigen Stützung 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/mm<sup>2</sup>] 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/mm<sup>2</sup>];

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{mit } d \text{ in [mm];}$$

$$\rho = \sqrt{\rho_y \cdot \rho_z} \leq 0,02;$$

$\rho_y, \rho_z$  der Bewehrungsgrad bezogen auf die verankerte Zugbewehrung in z- bzw. y-Richtung. Die Werte  $\rho_z$  und  $\rho_y$  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

$\sigma_{cy}, \sigma_{cz}$  jeweils die Betonnormalspannung in y- und z-Richtung im kritischen Querschnitt (N/mm<sup>2</sup>, 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;

$\Delta V_{Ed}$  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 [mm<sup>2</sup>];  
 $s_r$  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/mm<sup>2</sup>];  
 $d$  der Mittelwert der statischen Nutzhöhen in den orthogonalen Richtungen [mm];  
 $\alpha$  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  $u_0 = \overline{AC}$  umfassender minimaler Umfang,  $\overline{AC}$   
 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;

$\overline{AC}$  gestrichener Text  $\overline{AC}$

$\beta$  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  $\overline{AC}$   $0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$  mit  $v$  nach Gleichung (6.6N).  $\overline{AC}$

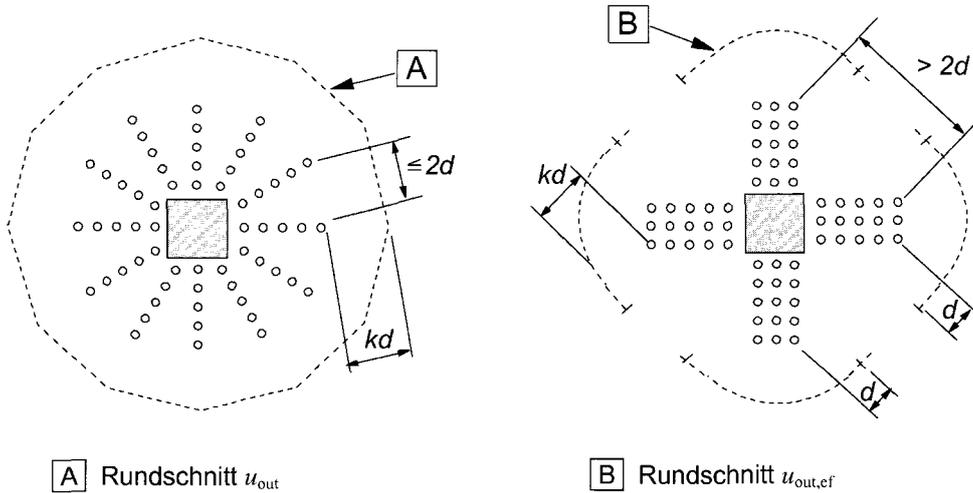
(4) Der Rundschnitt  $u_{out}$  (bzw.  $u_{out,ef}$  siehe Bild 6.22), für den Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist, ist in der Regel nach Gleichung (6.54) zu ermitteln:

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d) \quad (6.54)$$

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**

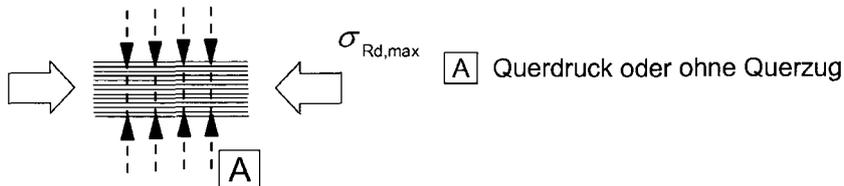
(1)P Bei einer nichtlinearen Dehnungsverteilung (z. B. bei Auflagern, in der Nähe konzentrierter Lasten oder bei Scheiben) dürfen Stabwerkmodelle verwendet werden (siehe auch 5.6.4)

**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).

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \tag{6.55}$$

In Bereichen mit mehraxialem Druck darf ein höherer Bemessungswert der Festigkeit angesetzt werden.



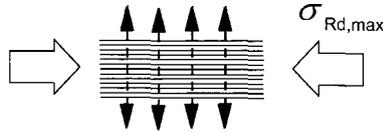
**Bild 6.23 — Bemessungswert der Festigkeit von Betonstreben ohne Querzug**

(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).

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v' \cdot f_{cd} \tag{6.56}$$

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert  $\nu$  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 Lasteinleitungsflächen 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 Kräfteinleitungen in Bauteile, die in den übrigen Bereichen nicht mit Stabwerkmodellen berechnet werden.

(2) 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  $\nu'$ .

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 Auflagerend (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 ( $\sigma_{c0}$ ,  $\sigma_{c1}$ ,  $\sigma_{c2}$ ,  $\sigma_{c3}$ ) 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**.



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

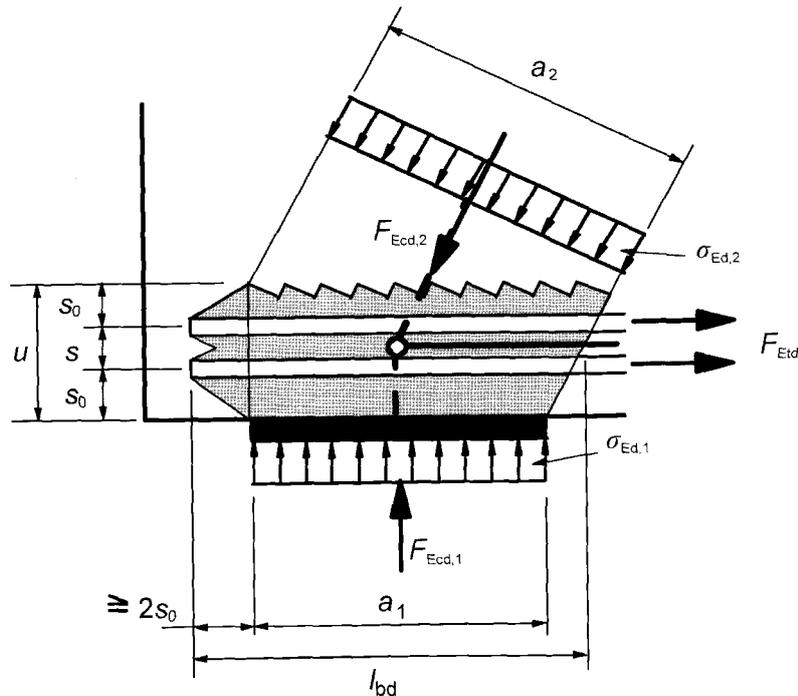


Bild 6.27 — Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in einer Richtung

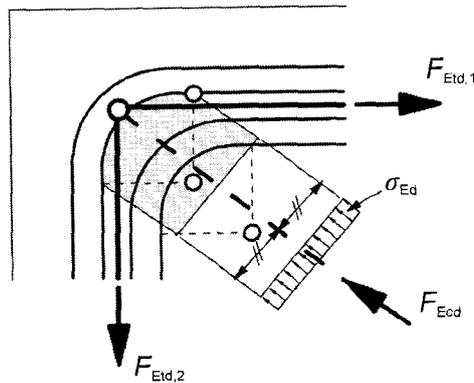


Bild 6.28 — Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in zwei Richtungen

## 6.6 Verankerung der Längsbewehrung und Stöße

(1) 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.

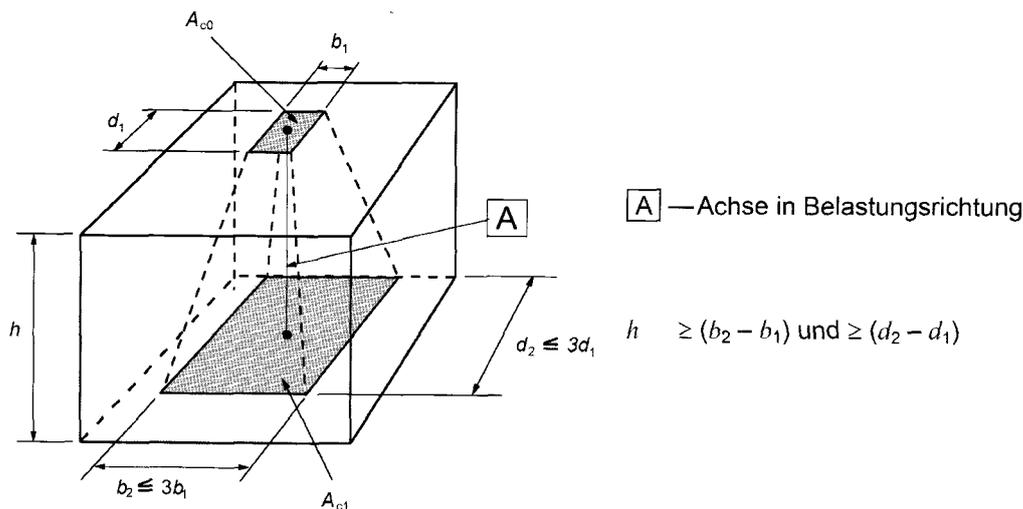


Bild 6.29 — Ermittlung der Flächen für Teilflächenbelastung

**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  $\eta$  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;

$\phi_s$  der größte Durchmesser der Betonstahlbewehrung;

$\phi_p$  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  $\phi_{\text{wire}}$  der Durchmesser des Drahts;

$\xi$  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  $\xi$  der Verbundfestigkeit von Spannstahl zur Verbundfestigkeit von Betonstahl**

Spannstahl	$\xi$		
	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  $\theta_{fat}$  mit Hilfe eines Stabwerkmodells oder gemäß Gleichung (6.65) ermittelt werden.

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0 \quad (6.65)$$

Dabei ist

$\theta$  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:

$$E_d = E \{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}; Q_{fat}\} \text{ mit } j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

Die Einwirkungskombination in geschweiften Klammern { }, (Grundkombination zuzüglich zyklischer Einwirkung), kann wie folgt dargestellt werden:

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) "+" Q_{fat} \quad (6.69)$$

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  $\gamma_{F,fat}$  zu multiplizieren. Die aufnehmbare Schwingbreite für  $N^*$  Lastzyklen  $\Delta\sigma_{Rsk}$  ist in der Regel durch den Sicherheitsbeiwert  $\gamma_{s,fat}$  zu dividieren.

ANMERKUNG 1  $\overline{AC}$  Der Wert für  $\gamma_{F,fat}$  ist in 2.4.2.3 (1) angegeben.  $\overline{AC}$

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)

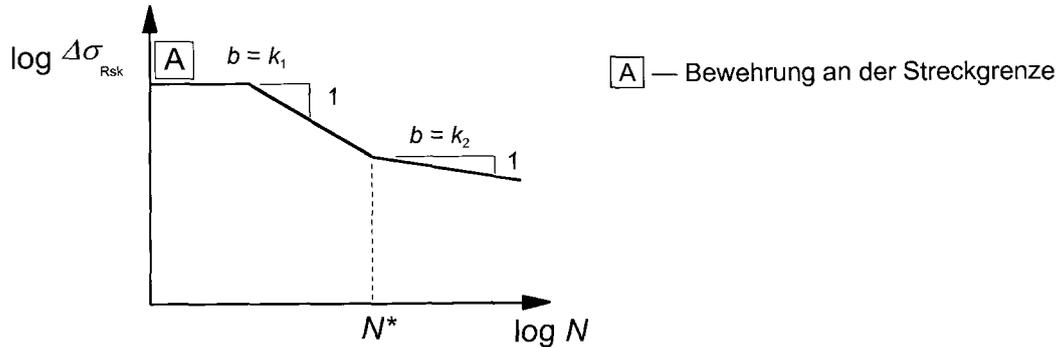


Bild 6.30 — Form der charakteristischen Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinien für Beton- und Spannstahl)

Tabelle 6.3N — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Betonstahl

Art der Bewehrung	$N^*$	Spannungsexponent		$\Delta \sigma_{Rsk}$ [N/mm <sup>2</sup> ] bei $N^*$ Zyklen
		$k_1$	$k_2$	
gerade und gebogene Stäbe <sup>1)</sup>	$10^6$	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 Biegerollendurchmesser;  
 $\phi$  der Stabdurchmesser.

Tabelle 6.4N — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Spannstahl

Spannstahl	$N^*$	Spannungsexponent		$\Delta \sigma_{Rsk}$ [N/mm <sup>2</sup> ] 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 aufgebrauchten 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  $\Delta\sigma_{S, equ}$  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:

$$\boxed{AC} \quad \gamma_{F, fat} \cdot \Delta\sigma_{S, equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S, fat}} \boxed{AC} \quad (6.71)$$

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/mm<sup>2</sup>.

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/mm<sup>2</sup>.

(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

$R_{\text{equ}}$  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  $\nu$  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) P 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  $\boxed{\text{AC}}$  Grenzwert  $w_{\text{max}}$  für die rechnerische Rissbreite  $w_k$   $\boxed{\text{AC}}$  ist in der Regel unter Berücksichtigung des geplanten Gebrauchs und der Art des Tragwerks sowie der Kosten der Rissbreitenbegrenzung festzulegen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert  $w_{\text{max}}$  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  $w_{\text{max}}$  (mm)

Expositionsklasse	Stahlbetonbauteile bzw. Spannbetonbauteile mit Spanngliedern ohne Verbund	Spannbetonbauteile mit Spanngliedern im Verbund
	quasi-ständige Einwirkungskombination	häufige Einwirkungskombination
X0, XC1	0,4 <sup>1)</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2)</sup>
$\boxed{\text{AC}}$ XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3 $\boxed{\text{AC}}$		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 Erscheinungsbildes und der Dauerhaftigkeit die Begrenzung der zulässigen Rissbreiten für Stahlbetonbauteile im Hochbau unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination auf die Werte von  $w_{\text{max}}$  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  $w_{\text{max}}$  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  $\sigma_s$  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.

$$A_{s,\min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct} \quad (7.1)$$

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;

$\sigma_s$  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));

$f_{ct,\text{eff}}$  der Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons, der beim Auftreten der Risse zu erwarten ist:

$f_{ct,\text{eff}} = f_{ctm}$  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

$\sigma_c$  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,

$k_1 = 2 h^* / (3 h)$  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  $\leq 150$  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);

$\xi_1$  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)**

$\xi$  das Verhältnis der mittleren Verbundfestigkeit von Spannstahl zu der von Betonstahl nach Tabelle 6.2 in 6.8.2;

$\phi_s$  der größte vorhandene Stabdurchmesser der Betonstahlbewehrung;

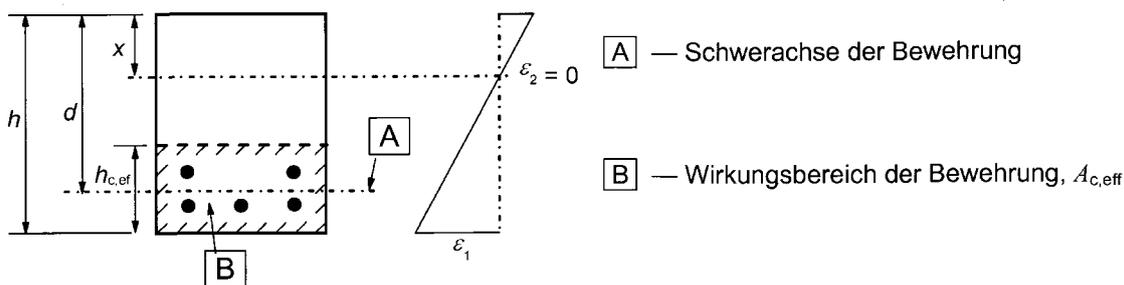
$\phi_p$  der äquivalente Durchmesser der Spannstahlbewehrung gemäß 6.8.2.

Wenn nur Spannstahl zur Begrenzung der Rissbreite verwendet wird, gilt  $\xi_1 = \sqrt{\xi}$ ;

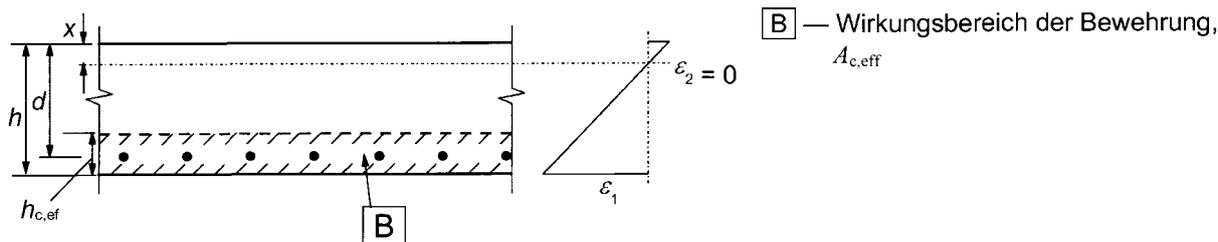
$\Delta\sigma_p$  die Spannungsänderung in den Spanngliedern bezogen auf den Zustand des ungedehnten Betons.

(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.

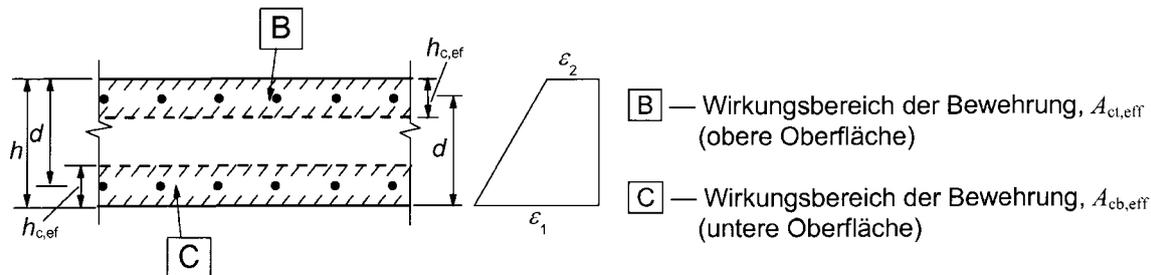
ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für  $\sigma_{ct,p}$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert beträgt  $f_{ct,eff}$  gemäß 7.3.2 (2).



**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.  $\sigma_s$  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 Vorspannkraft verwendet werden.

**Tabelle 7.2N — Grenzdurchmesser bei Betonstäählen  $\phi_s$  zur Begrenzung der Rissbreite<sup>1</sup>**

Stahlspannung <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	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/mm<sup>2</sup>;  $\overline{AC} h_{cr} = 0,5h$ ;  $(h-d) \overline{AC} = 0,1h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_c = 0,4$ ;  $\overline{AC} k_4 = 1,0$ ;  $\overline{AC} k_1 = 0,4$  und  $k' = 1,0$ .
  2. Unter der maßgebenden Einwirkungskombination.

**Tabelle 7.3N — Höchstwerte der Stababstände zur Begrenzung der Rissbreiten<sup>1</sup>**

Stahlspannung <sup>2</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	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

- $\phi_s$  der modifizierte Grenzdurchmesser;
- $\phi_s^*$  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;
- $\varepsilon_{sm}$  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;
- $\varepsilon_{cm}$  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

- $\sigma_s$  die Spannung in der Zugbewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts. Bei Spannbeton im sofortigen Verbund darf  $\sigma_s$  durch die Spannungsänderung  $\Delta\sigma_p$  in den Spanngliedern, die auf den Zustand des ungedehnten Betons in gleicher Höhe bezogen ist, ersetzt werden;
- $\alpha_e$  ist das Verhältnis  $E_s / E_{cm}$ ;

$$\text{[AC]} \quad \rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p}{A_{c,eff}} \quad \text{[AC]} \quad (7.10)$$

$A'_p$  und  $A_{c,eff}$  sind in 7.3.2 (3) definiert;

$\xi_1$  gemäß Gleichung (7.5);

$k_t$  der Faktor, der von der Dauer der Lasteinwirkung abhängt

$$k_t = 0,6 \text{ bei kurzzeitiger Lasteinwirkung,} \\ k_t = 0,4 \text{ bei langfristiger Lasteinwirkung.}$$

(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

- $\phi$  der Stabdurchmesser. Werden verschiedene Stabdurchmesser in einem Querschnitt verwendet, ist in der Regel ein Ersatzdurchmesser  $\phi_{eq}$  zu verwenden. Bei einem Querschnitt mit  $n_1$  Stäben mit dem Durchmesser  $\phi_1$  und  $n_2$  Stäben mit einem Durchmesser  $\phi_2$  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:

$$\boxed{\text{AC}} k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \boxed{\text{AC}} \quad (7.13)$$

Dabei ist  $\varepsilon_1$  die größere und  $\varepsilon_2$  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  $15^\circ$  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

$\theta$  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.



**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.

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \text{ wenn } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ wenn } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

Dabei ist

$l/d$  der Grenzwert der Biegeschlankheit (Verhältnis von Stützweite zu Nutzhöhe);

$K$  der Beiwert zur Berücksichtigung der verschiedenen statischen Systeme;

$\rho_0$  der Referenzbewehrungsgrad =  $10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ ;  $\rho_0$

$\rho$  der erforderliche Zugbewehrungsgrad in Feldmitte, um das Bemessungsmoment aufzunehmen (am Einspannquerschnitt für Kragträger);

$\rho'$  der erforderliche Druckbewehrungsgrad in Feldmitte, um das Bemessungsmoment aufzunehmen (am Einspannquerschnitt für Kragträger);

$f_{ck}$  [N/mm<sup>2</sup>].

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/mm<sup>2</sup> beträgt (entspricht ungefähr  $f_{yk} = 500$  N/mm<sup>2</sup>). Werden andere Spannungsniveaus verwendet, sind in der Regel die nach Gleichung (7.16) ermittelten Werte mit  $310 / \sigma_s$  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

- $\sigma_s$  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 (AC C30/37 AC),  $\sigma_s = 310 \text{ N/mm}^2$ , 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	Beton gering beansprucht
		$\rho = 1,5\%$	$\rho = 0,5\%$
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  $500 \text{ N/mm}^2$  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

$\alpha$  der untersuchte Durchbiegungsparameter, der beispielsweise eine Dehnung, eine Krümmung oder eine Rotation sein kann. (Vereinfachend darf  $\alpha$  als Durchbiegung angesehen werden (siehe Absatz (6) unten);

$\alpha_I, \alpha_{II}$  der jeweilige Wert des untersuchten Parameters für den ungerissenen bzw. vollständig gerissenen Zustand;

$\zeta$  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

$\beta$  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;

$\sigma_s$  die Spannung in der Zugbewehrung bei Annahme eines gerissenen Querschnitts (Spannung im Riss);

$\sigma_{sr}$  die Spannung in der Zugbewehrung bei Annahme eines gerissenen Querschnitts unter einer Einwirkungskombination, die zur Erstrissbildung führt.

ANMERKUNG  $\sigma_{sr} / \sigma_s$  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

$\overline{\text{AC}}$   $\varphi(\infty, t_0)$  die für die Last und das Zeitintervall maßgebende Kriechzahl (siehe 3.1.4).  $\overline{\text{AC}}$

(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;

$\varepsilon_{cs}$  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;

$\alpha_e$  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  $\overline{AC}$  entweder  $\overline{AC}$  keine Verankerungslänge des Stabes  $> 5\phi$  über das Ende der Biegung hinaus erforderlich  $\overline{AC}$  oder  $\overline{AC}$  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.

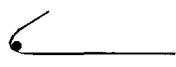
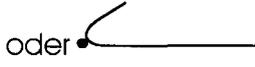
Der Wert für  $f_{cd}$  darf in der Regel nicht größer als derjenige für die Betonfestigkeitsklasse C55/67 angenommen werden.

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)
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$4\phi$
$\phi > 16 \text{ mm}$	$7\phi$

## b) für nach dem Schweißen gebogene Bewehrung (Stäbe und Matten)

Mindestwerte der Biegerollendurchmesser $D_{\min}$	
 oder 	 oder 
$5\phi$	$d \geq 3\phi$ : $5\phi$ $d < 3\phi$ oder Schweißstelle innerhalb des Biegebereiches: $20\phi$
ANMERKUNG Der Biegerollendurchmesser für Schweißstellen innerhalb des Biegebereichs darf auf $5\phi$ reduziert werden, wenn die Schweißstelle $\boxed{AC}$ nach EN ISO 17660 Anhang B ausgeführt wird. $\boxed{AC}$	

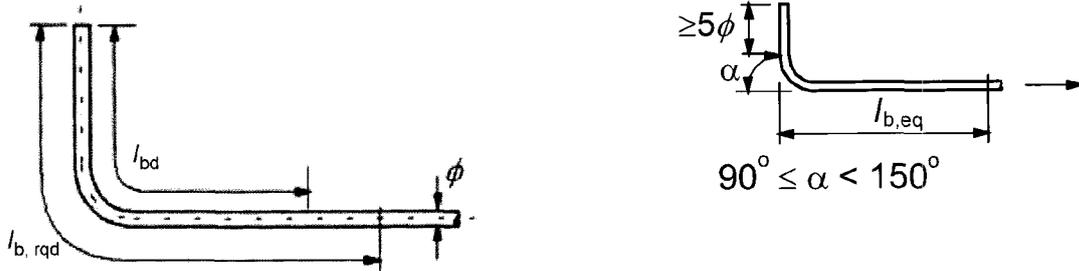
## 8.4 Verankerung der Längsbewehrung

## 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.

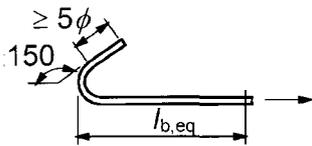
(2) Mögliche Verankerungsarten sind in Bild 8.1 dargestellt (siehe auch 8.8 (3)).

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

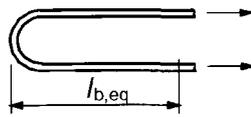


a) Basiswert der Verankerungslänge  $l_{b,reqd}$ , für alle Verankerungsarten, gemessen entlang der Mittellinie

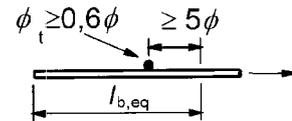
b Ersatzverankerungslänge für normalen Winkelhaken



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:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \tag{8.2}$$

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;

$\eta_1$  ein Beiwert, der die Qualität der Verbundbedingungen und die Lage der Stäbe während des Betonierens berücksichtigt (siehe Bild 8.2);

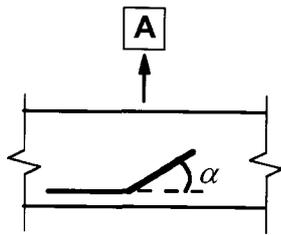
$\eta_1 = 1,0$  bei „guten“ Verbundbedingungen,

$\eta_1 = 0,7$  für alle anderen Fälle sowie für Stäbe in Bauteilen, die im Gleitbauverfahren hergestellt wurden, außer es können „gute“ Verbundbedingungen nachgewiesen werden;

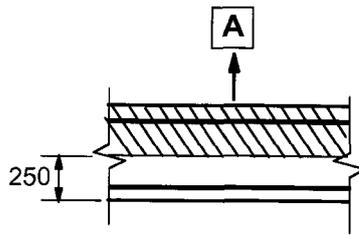
$\eta_2$  ein Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers:

$\eta_2 = 1,0$  für  $\phi \leq 32$  mm,

$\eta_2 = (132 - \phi) / 100$  für  $\phi > 32$  mm.

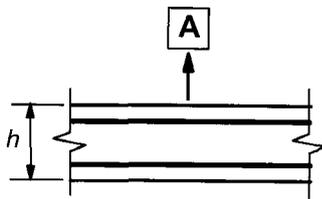


a)  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

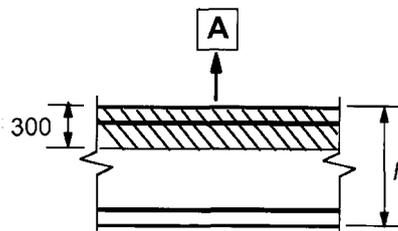


c)  $h > 250$  mm

**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  $l_{b,rqd}$  zur Verankerung der Kraft  $A_s \cdot \sigma_{sd}$  eines geraden Stab unter Annahme einer konstanten Verbundspannung  $f_{bd}$  folgt aus der Gleichung:

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (8.3)$$

Dabei ist  $\sigma_{sd}$  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  $l_{b,rqd}$  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  $\phi$  in Gleichung (8.3) durch den Vergleichsdurchmesser  $\phi_n = \phi \cdot \sqrt{2}$  zu ersetzen.

#### 8.4.4 Bemessungswert der Verankerungslänge

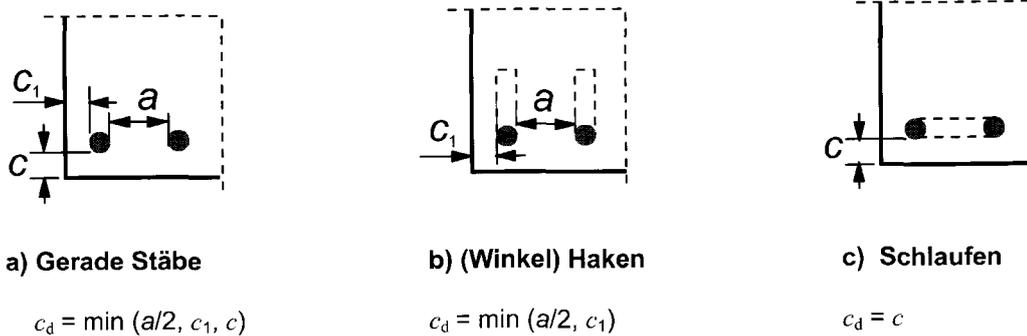
(1) Der Bemessungswert der Verankerungslänge  $l_{bd}$  darf wie folgt ermittelt werden:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.4)$$

Dabei berücksichtigen die in Tabelle 8.2 angegebenen Beiwerte  $\alpha_i$ :

$\alpha_1$  die Verankerungsart der Stäbe unter Annahme ausreichender Betondeckung (siehe Bild 8.1);

$\alpha_2$  die Mindestbetondeckung (siehe Bild 8.3);



**Bild 8.3 — Werte für  $c_d$  für Balken und Platten**

$\alpha_3$  eine Querbewehrung;

$\alpha_4$  einen oder mehrere angeschweißte Querstäbe ( $\phi_n > 0,6\phi$ ) innerhalb der erforderlichen Verankerungslänge  $l_{bd}$  (siehe auch 8.6);

$\alpha_5$  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 fernermaßen angenommen werden:

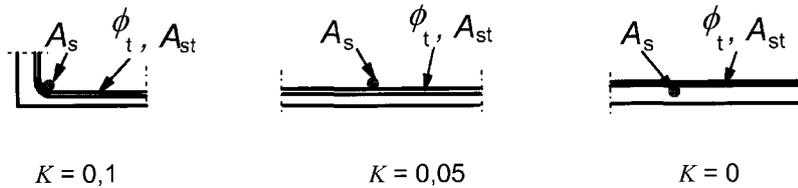
—  $\alpha_1 \cdot l_{b,rqd}$  für die Verankerungsarten gemäß den Bildern 8.1b) bis 8.1d) (siehe Tabelle 8.2 mit Werten für  $\alpha_1$ );

—  $\alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$  für die Verankerungsarten gemäß Bild 8.1e) (siehe Tabelle 8.2 mit Werten für  $\alpha_4$ ).

Dabei ist

$\alpha_1$  und  $\alpha_4$  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  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  und  $\alpha_5$ 

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 <sup>1)</sup>	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

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s;$$

$\Sigma A_{st}$  die Querschnittsfläche der Querbewehrung innerhalb der Verankerungslänge  $l_{bd}$ ;

$\Sigma A_{st,min}$  die Querschnittsfläche der Mindestquerbewehrung:

$$\Sigma A_{st,min} = 0,25A_s \text{ für Balken und } \Sigma A_{st,min} = 0 \text{ für Platten;}$$

$A_s$  die Querschnittsfläche des größten einzelnen verankerten Stabs;

$K$  der Wert nach Bild 8.4;

$p$  der Querdruck [N/mm<sup>2</sup>] im Grenzzustand der Tragfähigkeit innerhalb  $l_{bd}$ .

<sup>1)</sup> 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.

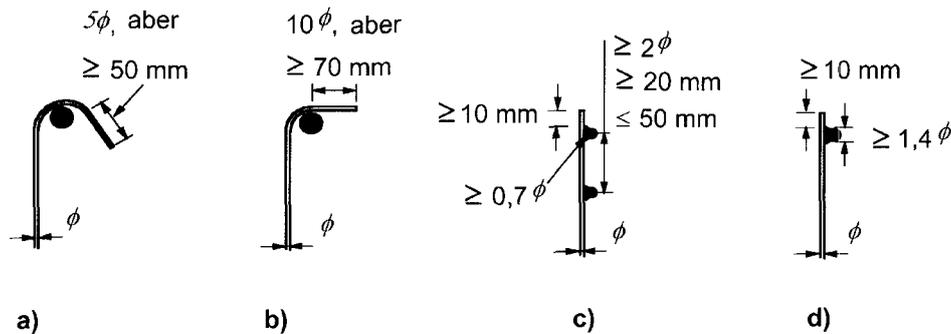
**DIN EN 1992-1-1:2011-01**  
**EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)**

### 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.

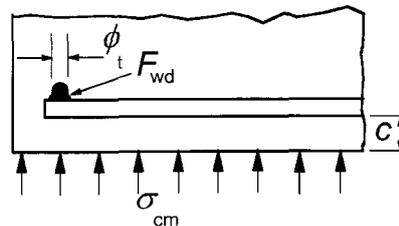


ANMERKUNG Für c) und d) darf in der Regel die Betondeckung nicht weniger als  $3\phi$  oder 50 mm betragen.

**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 Bemessungsspannung  $\sigma_{sd}$  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:

$$F_{btd} = l_{td} \cdot \phi \cdot \sigma_{td} \leq F_{wd} \quad (8.8N)$$

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);
- $\phi$  der Durchmesser des Querstabs;
- $\sigma_{td}$  die Betonspannung;  $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm}) / y \leq 3f_{cd}$ ;
- $\sigma_{cm}$  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  $3\phi$  angeschweißt werden, darf in der Regel die Verankerungskraft nach 8.6 (2) auf das 1,41fache erhöht werden.

(5) Für Nennstabdurchmesser  $\leq 12$  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));
- $\phi$  der Nenndurchmesser des Querstabs:  $\phi \leq 12$  mm
- $\phi$  der Nenndurchmesser des zu verankernden Stabs:  $\phi \leq 12$  mm

**AC** Werden zwei angeschweißte Querstäbe mit einem Mindestabstand von  $\phi$  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:

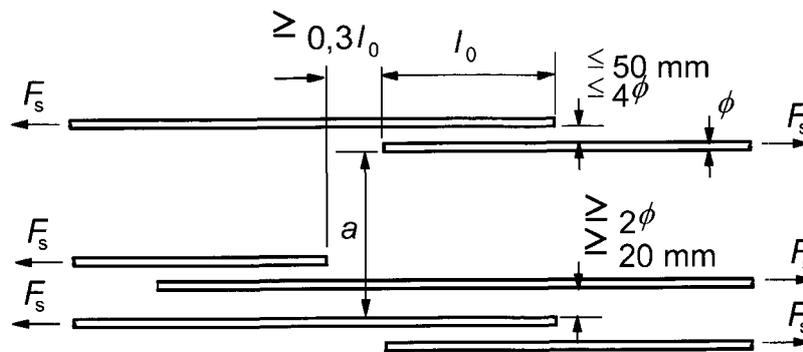
- von Stäben sind in der Regel versetzt anzuordnen und dürfen in der Regel nicht in hoch beanspruchten Bereichen liegen (z. B. plastische Gelenke). Ausnahmen sind in Absatz (4) angegeben,
- sind in der Regel in jedem Querschnitt symmetrisch anzuordnen.

## (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  $4\phi$  oder 50 mm sein, andernfalls ist die Übergreifungslänge um die Differenz zwischen dem lichten Abstand und  $4\phi$  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  $2\phi$  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);

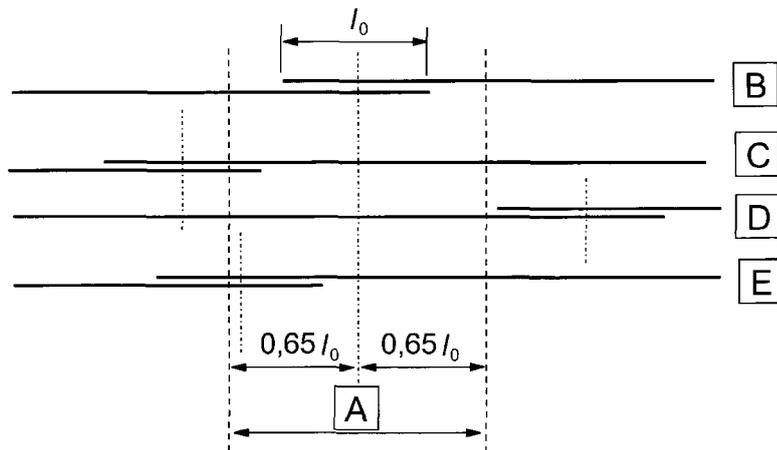
$$\boxed{AC} l_{0,min} \geq \max \{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}; \boxed{AC} \quad (8.11)$$

Die Werte für  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  und  $\alpha_5$  dürfen der Tabelle 8.2 entnommen werden. Für die Berechnung von  $\alpha_3$  ist in der Regel  $\Sigma A_{st,min}$  zu  $1,0 A_s$  ( $\sigma_{sd} / f_{yd}$ ) anzunehmen, mit  $A_s$  = Querschnittsfläche eines gestoßenen Stabes;

$\alpha_6 = \rho_1/25)^{0,5} \leq 1,5$  bzw.  $\geq 1,0$ . Dabei ist  $\rho_1$  der Prozentsatz der innerhalb von  $0,65 l_0$  (gemessen ab der Mitte der betrachteten Übergreifungslänge) gestoßenen Bewehrung, siehe Bild 8.8. Werte für  $\alpha_6$  sind in Tabelle 8.3 enthalten.

Tabelle 8.3 — Beiwert  $\alpha_6$ 

Anteil gestoßener Stäbe am Gesamtquerschnitt des Betonstahls	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
$\alpha_6$	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  $\Sigma A_{st}$  (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.

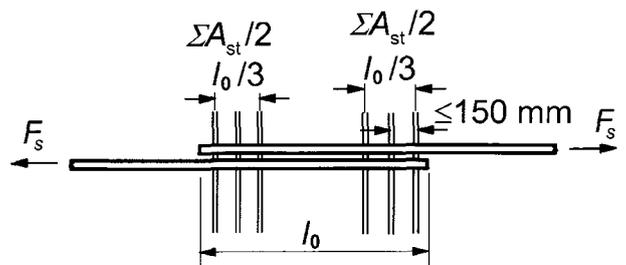
**DIN EN 1992-1-1:2011-01**  
**EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (D)**

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.

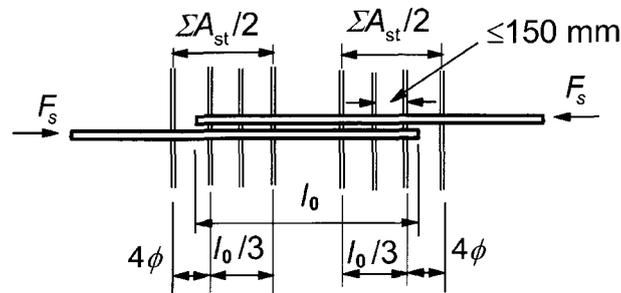
(4) Die nach Absatz (3) erforderliche Querbewehrung ist in der Regel im Anfangs- und Endbereich der Übergreifungslänge nach Bild 8.9a) zu konzentrieren.

#### 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  $4\phi$  von den Enden der Stoßbereichs 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).

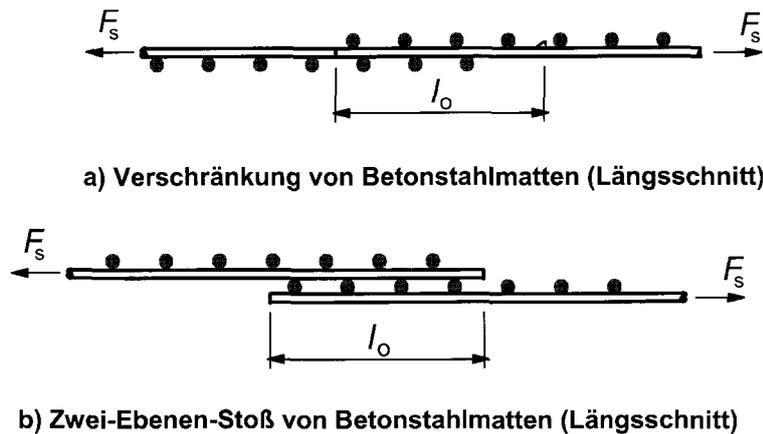


Bild 8.10 — Übergreifungsstöße von geschweißten Betonstahlmatten

- (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
$\phi \leq 6$	$\geq 150$ mm; jedoch mindestens 1 Mattenmasche
$6 < \phi \leq 8,5$	$\geq 250$ mm; jedoch mindestens 2 Mattenmaschen
$8,5 < \phi \leq 12$	$\geq 350$ mm; jedoch mindestens 2 Mattenmaschen

### 8.8 Zusätzliche Regeln bei großen Stabdurchmessern

(1) Bei Stäben mit einem Durchmesser größer als  $\phi_{\text{arge}}$  gelten die nachfolgenden Regeln zusätzlich zu den in 8.4 und 8.7 angegebenen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert  $\phi_{\text{arge}}$  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:  $A_{\text{sh}} = 0,25 \cdot A_{\text{s}} \cdot n_1$   
(8.12)

— senkrecht zur Zugseite:  $A_{\text{sv}} = 0,25 \cdot A_{\text{s}} \cdot n_2$   
(8.13)

Dabei ist

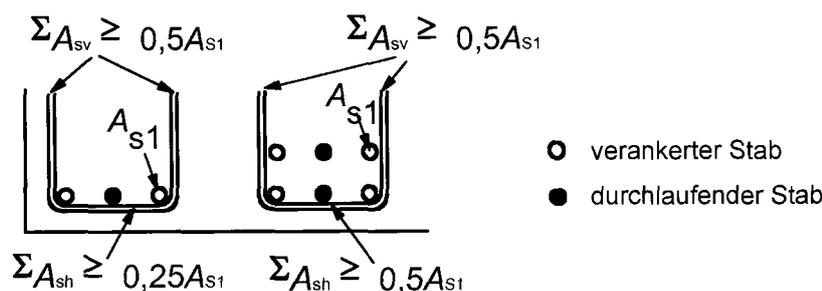
$A_{\text{s}}$  die Querschnittsfläche eines verankerten Stabes;

$n_1$  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  $\phi_h$  dieses Ersatzstabs ergibt sich zu:

$$\phi_h = \phi \cdot \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (8.14)$$

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  $\phi_h$  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  $\phi_h$  betragen.

(4) Zwei sich berührende, übereinanderliegende Stäbe in guten Verbundbedingungen brauchen nicht als Bündel behandelt zu werden.

### 8.9.2 Verankerung von Stabbündeln

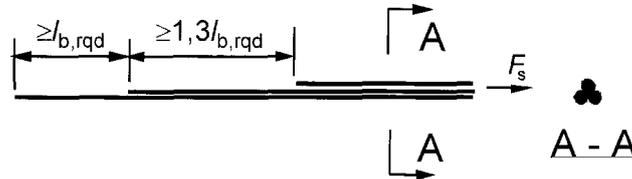
(1) Stabbündel unter Zug dürfen über End- und Zwischenauflagern enden. Bündel mit einem Vergleichsdurchmesser  $< 32$  mm dürfen in der Nähe eines Auflagers ohne Längsversatz der Einzelstäbe enden. Bei Bündeln mit einem Vergleichsdurchmesser  $\geq 32$  mm, die in der Nähe eines Auflagers verankert sind, sind in der Regel die Enden der Einzelstäbe gemäß Bild 8.12 in Längsrichtung zu versetzen.

(2) Werden Einzelstäbe mit einem Längsversatz größer  $1,3l_{b,rd}$  verankert (mit  $l_{b,rd}$  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  $\phi_h$  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  $\geq 32$  mm sind in der Regel mindestens vier Bügel mit  $\geq 12$  mm am Ende des Bündels anzuordnen. Ein weiterer Bügel ist in der Regel direkt hinter dem Stabende anzuordnen.

AC



AC

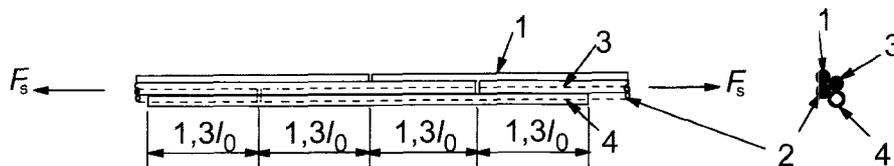
**Bild 8.12 — Verankerung von Stabbündeln bei auseinander gezogenen rechnerischen Endpunkten**

### 8.9.3 Gestoßene Stabbündel

(1) Die Übergreifungslänge nach 8.7.3 ist in der Regel mit dem Vergleichsdurchmesser  $\phi_n$  (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.

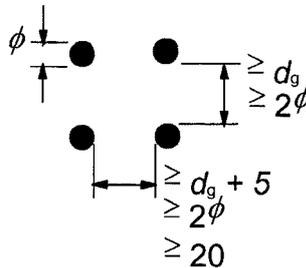
**8.10.1.2 Spannglieder im sofortigen Verbund**

(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  $\phi$  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**

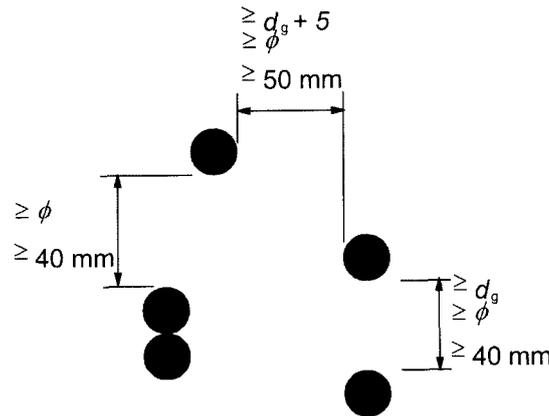
(1)P Die Hüllrohre für Spannglieder im nachträglichen Verbund müssen so angeordnet und konstruiert werden, dass

- 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  $\phi$  der Durchmesser des Hüllrohrs für den nachträglichen Verbund und  $d_g$  der Durchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung.

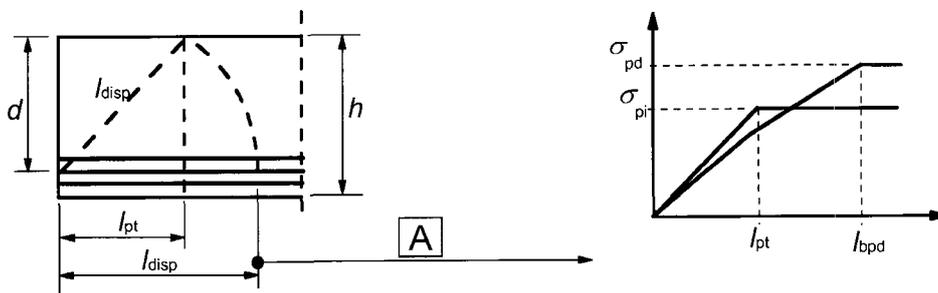
**Bild 8.15 — Lichter Mindestabstand zwischen Hüllrohren**

**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):

- a) Übertragungslänge  $l_{pt}$ , über die die Vorspannkraft ( $P_0$ ) vollständig in den Beton übertragen wird; siehe 8.10.2.2 (2),
- b) Eintragungslänge  $l_{disp}$ , über die die Betonspannungen schrittweise in einen linearen Verlauf über den Betonquerschnitt übergehen, siehe 8.10.2.2 (4),
- c) 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:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \tag{8.15}$$

Dabei ist

$\eta_{p1}$  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).  $\overline{AC}$

ANMERKUNG Die Werte von  $\eta_{p1}$  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;

$\phi$  der Nenndurchmesser des Spannstahls;

$\sigma_{pm0}$  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;  $\overline{AC}$  siehe Bild 8.16  $\overline{AC}$ :

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (8.19)$$

(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

$\eta_{p2}$  der Beiwert zur Berücksichtigung der Art des Spannglieds und den Verbundbedingungen bei der Verankerung:

$$\begin{aligned} \eta_{p2} &= 1,4 \text{ für profilierte Drähte,} \\ \eta_{p2} &= 1,2 \text{ für Litzen mit 7 Drähten;} \end{aligned}$$

$\eta_1$  in 8.10.2.2 (1) definiert.

ANMERKUNG Die Werte von  $\eta_{p2}$  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  $\sigma_{pd}$  beträgt:

$$l_{bpd} = l_{pl2} + \alpha_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad (8.21)$$

Dabei ist

$l_{pl2}$  der obere Bemessungswert der Übertragungslänge; siehe 8.10.2.2 (3);

$\alpha_2$  in 8.10.2.2 (2) definiert;

$\sigma_{pd}$  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.

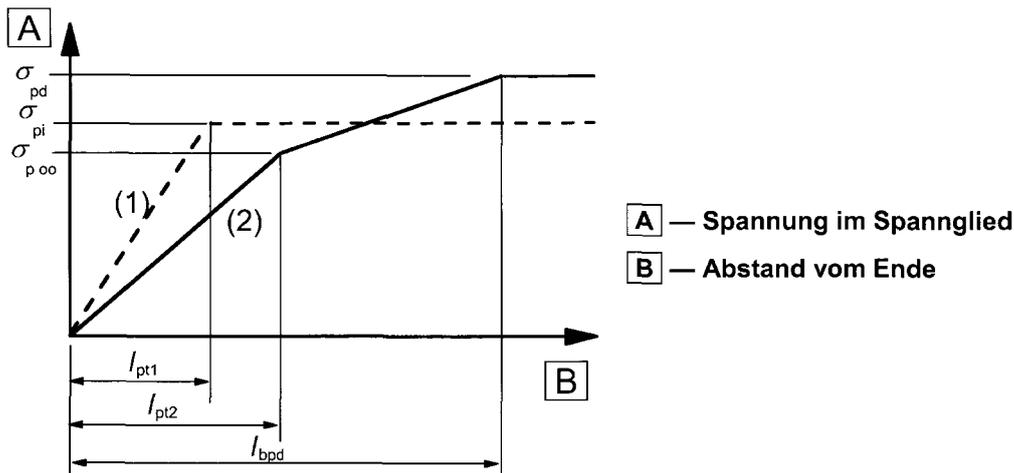


Bild 8.17 — Spannungen im Verankerungsbereich von Bauteilen aus Spannbeton mit Spanngliedern im sofortigen Verbund: (1) beim Absetzen, (2) im GZT

### 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/mm<sup>2</sup> begrenzt wird, ist ein Nachweis der Rissbreite nicht erforderlich.
- (5) Vereinfachend darf angenommen werden, dass sich die Vorspannkraft mit einem Ausbreitungswinkel von  $2\beta$  (siehe Bild 8.18) ausbreitet. Die Ausbreitung beginnt am Ende der Ankerkörper, wobei  $\beta$  mit  $\arctan(2/3)$  angenommen werden darf.

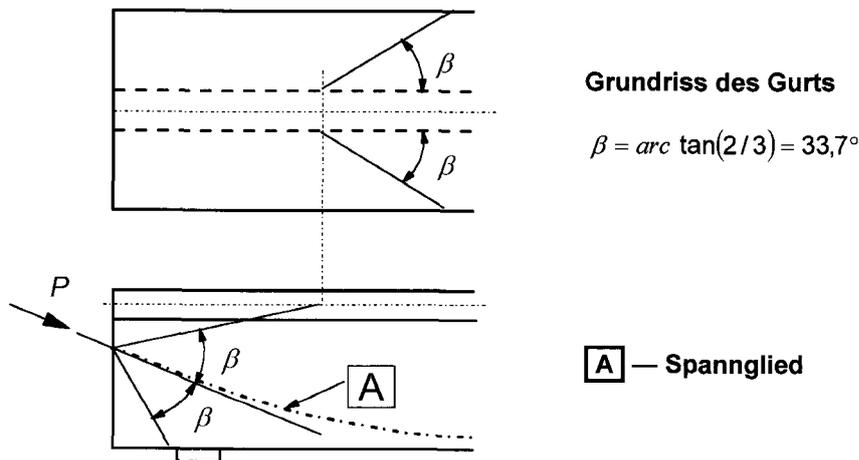


Bild 8.18 — Eintragung der Vorspannung

**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)**

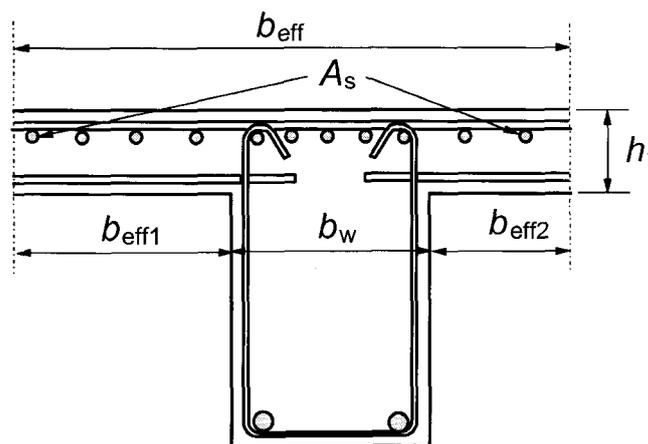
**9.2.1.2 Weitere Konstruktionsregeln**

(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  $\beta_1$ -fachen maximalen benachbarten Feldmoment entspricht.

ANMERKUNG 1 Der landesspezifische Wert von  $\beta_1$  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 Gurtes 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  $\phi$ ) ist in der Regel durch Querbewehrung mit einem Stababstand von maximal  $15\phi$  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 Gurten zu berücksichtigen.

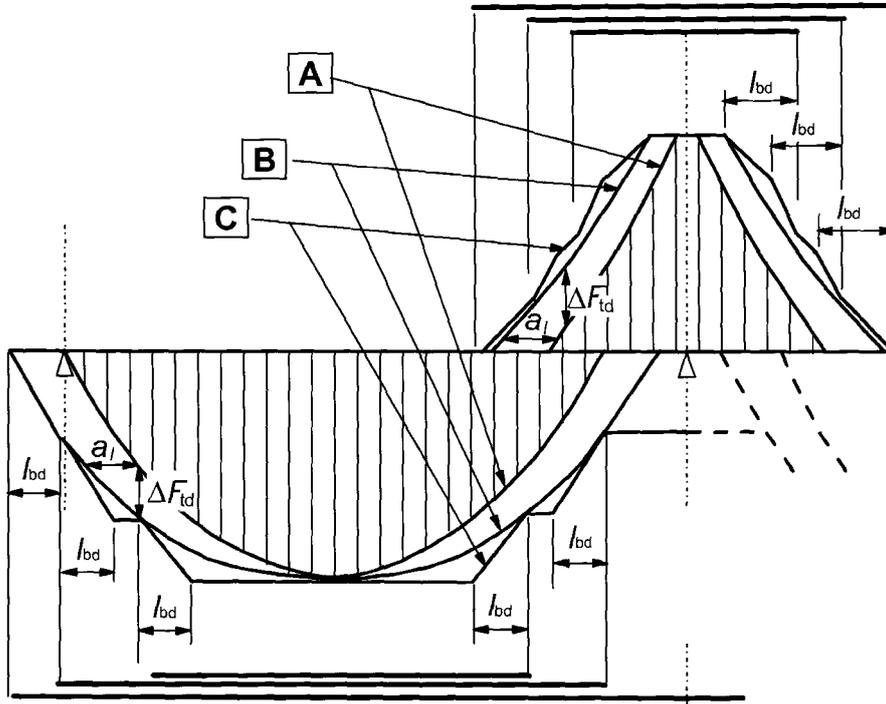
(2) Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung ist in der Regel die zusätzliche Zugkraft  $\Delta F_{td}$  entsprechend 6.2.3 (7) zu ermitteln. Bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung darf  $\Delta F_{td}$  berücksichtigt werden, indem der Verlauf des Biegemoments gemäß 6.2.2 (5) um das Versatzmaß  $a_1 = d$  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  $\beta_2$ -fache der Feldbewehrung betragen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert von  $\beta_2$  für Balken darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,25.

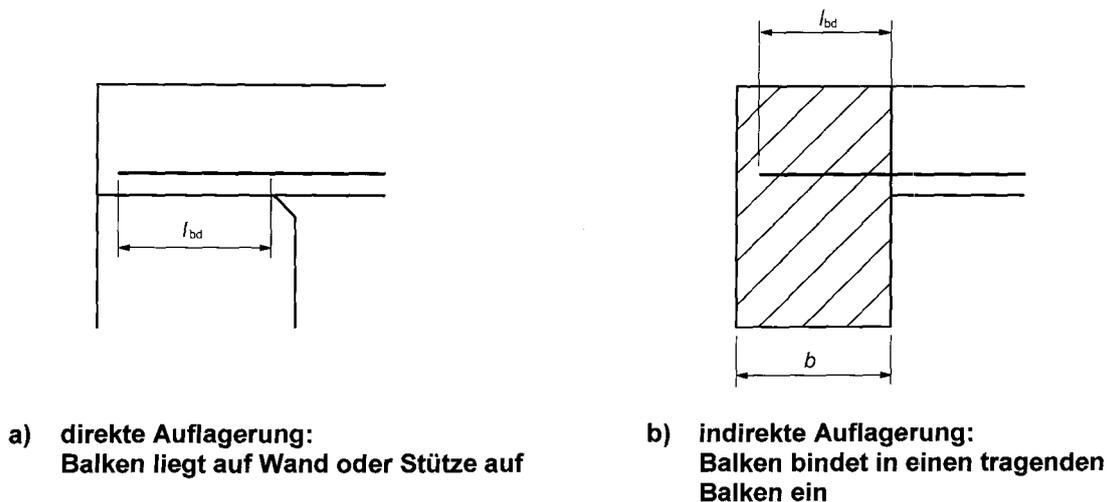
(2) **AC** Die zu verankernde Zugkraft darf gemäß 6.2.3 (7) (Bauteile **AC** mit Querkraftbewehrung) gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Normalkraft oder mit dem Versatzmaß ermittelt werden:

$$\text{AC } F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_l / z + N_{Ed} \text{ AC} \quad (9.3)$$

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)**



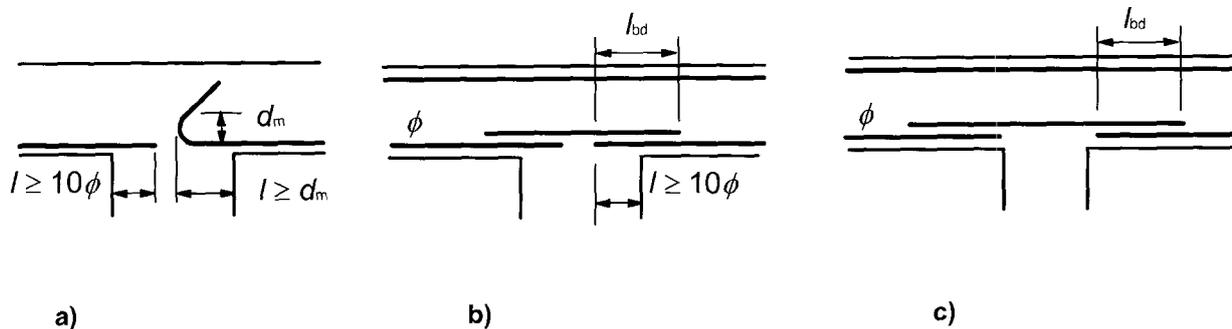
**Bild 9.3 — Verankerung der unteren Bewehrung an Endauflagern**

**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  $10\phi$  (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.

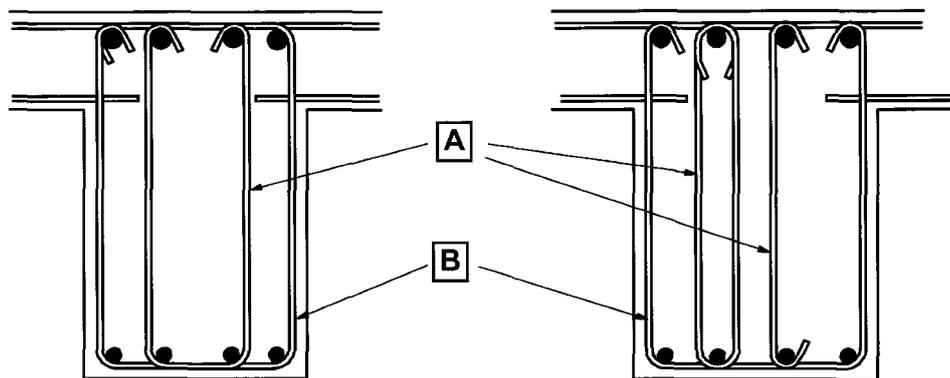
(3) Eine Bewehrung, die mögliche positive Momente aufnehmen kann (z. B. Auflagersetzungen, Explosion usw.), ist in der Regel in den Vertragsunterlagen festzulegen. Diese Bewehrung ist in der Regel durchlaufend auszuführen, z. B. durch gestoßene Stäbe (siehe Bild 9.4 b) oder c)).



**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  $\beta_3$ -fache der erforderlichen Querkraftbewehrung muss in der Regel aus Bügeln bestehen.

**ANMERKUNG** Der landesspezifische Wert von  $\beta_3$  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

$\rho_w$  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;

$\alpha$  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  $\alpha$  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  $90^\circ$  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

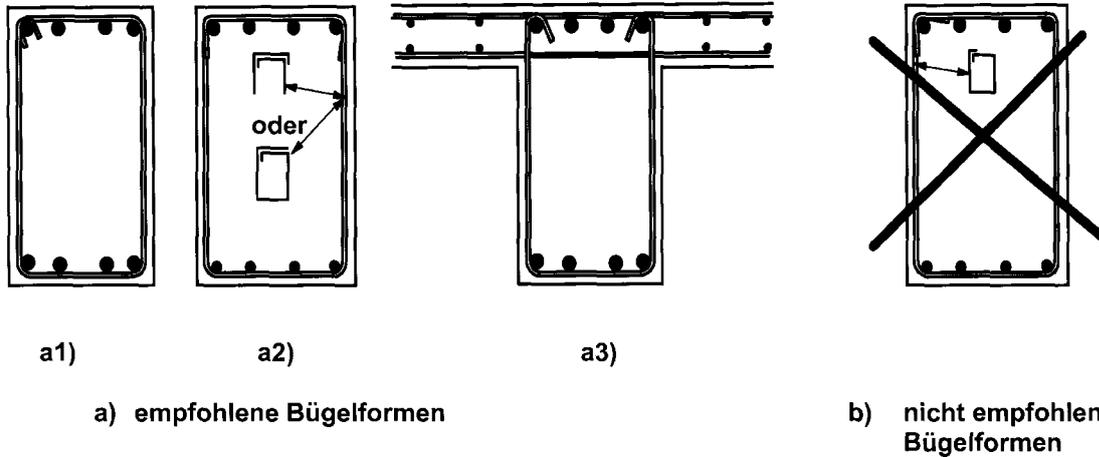
(1) Zur Vermeidung von Betonabplatzungen und zur Begrenzung der Rissbreiten kann eine Oberflächenbewehrung erforderlich sein.

ANMERKUNG AC Regelungen zu Oberflächenbewehrungen sind im informativen Anhang J enthalten. AC

### 9.2.5 Indirekte Auflager

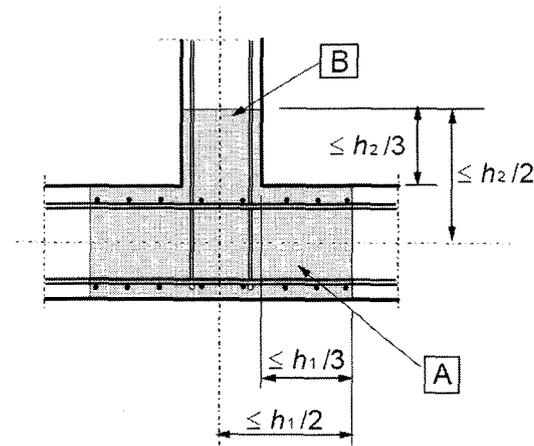
(1) Liegt ein Träger anstatt auf einer Wand oder Stütze indirekt auf einem anderen Träger auf, ist in der Regel im Kreuzungsbereich der Bauteile eine Aufhängebewehrung vorzusehen, die die wechselseitigen Auflagerreaktionen vollständig aufnehmen kann. Diese Bewehrung wird zusätzlich zu der eingelegt, 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  $l_{\text{eff}}$  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 Hauptspannrichtung 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 Spröbruch 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 Zwischenauflagern durchlaufen und an den Endauflagern verankert werden. Bei den Endauflagern 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.

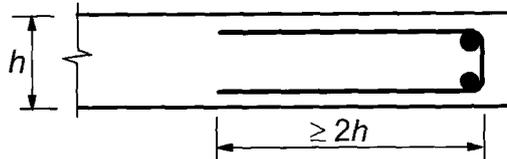


Bild 9.8 — Randbewehrung an freien Rändern von Platten

### 9.3.2 Querkraftbewehrung

- (1) Die Mindestdicke 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  $\alpha$  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

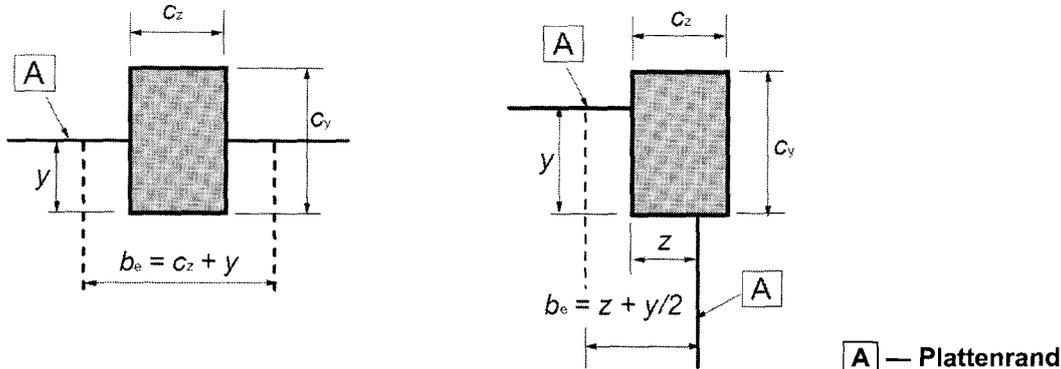
### 9.4.1 Flachdecken im Bereich von Innenstützen

- (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  $0,125$ fachen 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 ( $\geq 2$  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.

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq \text{AC} 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \text{AC} \quad (9.11)$$

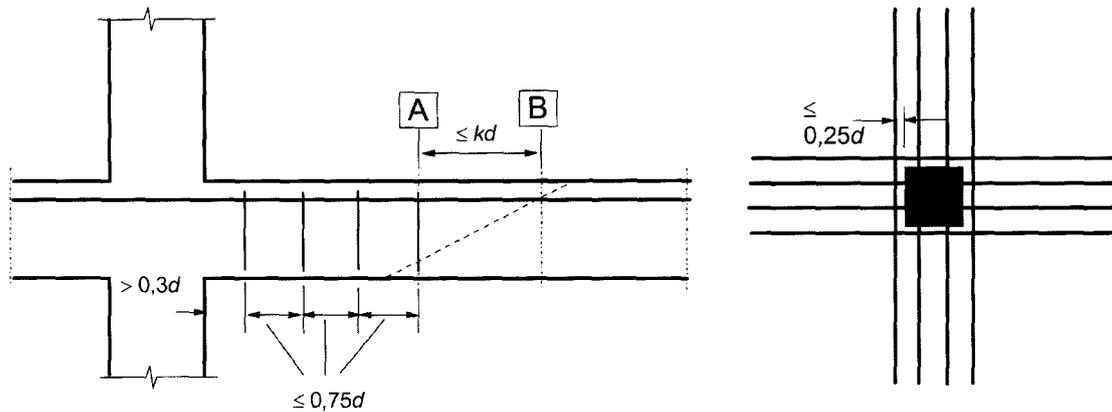
Dabei ist

- $\alpha$  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  $\text{N/mm}^2$ .

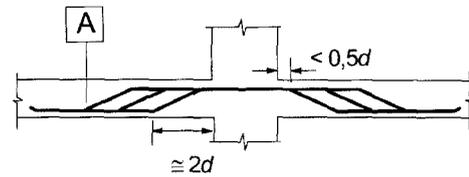
Im Durchstanznachweis darf die vertikale Komponente nur solcher Spannglieder berücksichtigt werden, die innerhalb eines Abstandes von  $0,5d$  von der Stütze verlaufen.

(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  $30^\circ$  verringert werden.



- A** — Äußerer Rundschnitt, der noch Durchstanzbewehrung benötigt
- B** — Erster Rundschnitt, der keine Durchstanzbewehrung benötigt



a) Bügelabstände

b) Abstände aufgebogener Stäbe

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.

$$A_{s,min} = 0,10 N_{Ed} / f_{yd} \text{ oder } 0,002 A_c, \text{ je nachdem, welcher der größere Wert ist.} \quad (9.12N)$$

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  $s_{cl,tmax}$  sein.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für  $s_{cl,tmax}$  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  $2\phi$  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  $0,001A_c$ , [AE] 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.

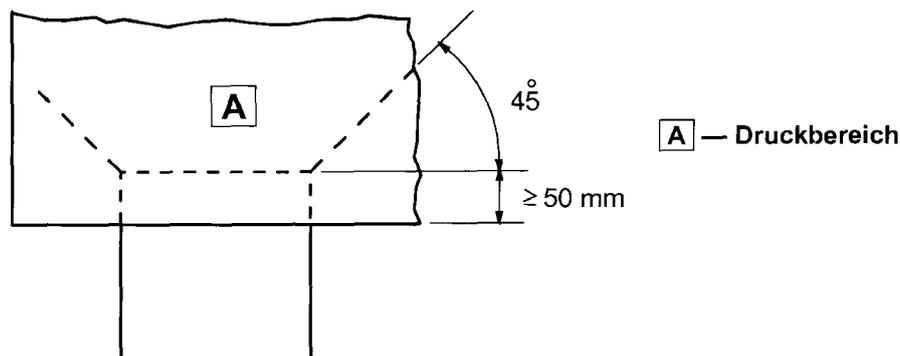
(2) Die Bewehrung der Pfahlkopfplatte ist in der Regel entweder mit Hilfe eines Stabwerkmodells oder mit der Biegetheorie zu berechnen.

(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  $45^\circ$  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.



**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  $\phi_{min}$  einhalten.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für  $\phi_{min}$  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  $\phi_{min}$  einzuhalten.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für  $q_2$  und für  $\phi_{min}$  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  $H$ .

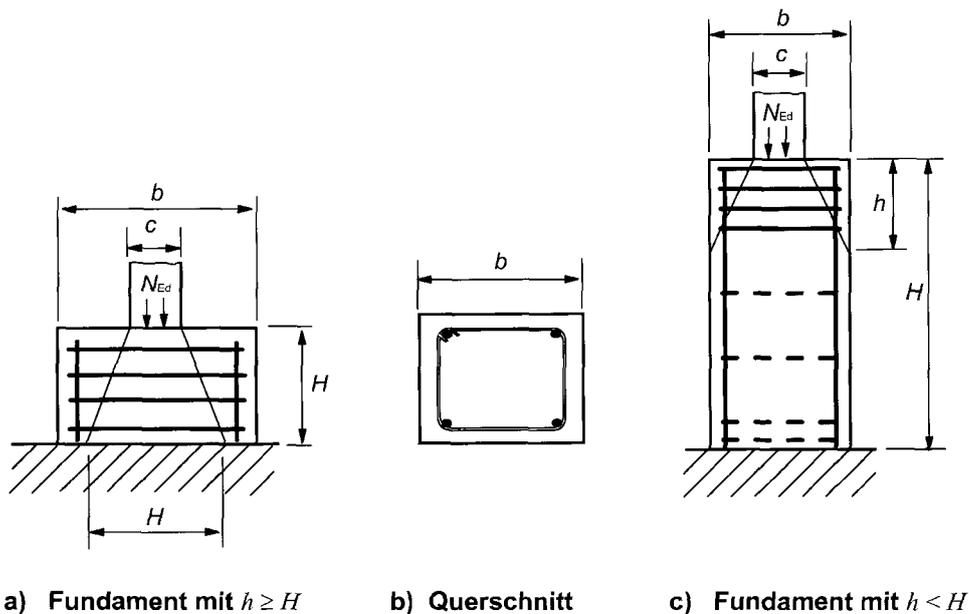


Bild 9.14 — Spaltbewehrung bei Einzelfundamenten auf Fels

## 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 Mindestdurchmesser 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  $\overline{AC} Q_2 \overline{AC}$  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:

$$\overline{AC} F_{\text{tie}} = q_3 \cdot (l_1 + l_2) / 2 \geq Q_4 \overline{AC} \quad (9.16)$$

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  $\overline{AC} Q_4 \overline{AC}$  dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind für  $q_3 = 20 \text{ kN/m}$  und für  $\overline{AC} Q_4 = 70 \text{ kN} \overline{AC}$ .

(5) Innen liegende Zuganker sind in der Regel so mit den Ringankern zu verbinden, dass die Kraftübertragung gesichert ist.



### 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 Wiedereinflüssen 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  $t_{\text{eq}}$  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:

$$t_{\text{eq}} = \frac{1,14 T_{\text{max}}^{-20}}{T_{\text{max}} - 20} \sum_{i=1}^n (T(\Delta t_i) - 20) \Delta t_i \quad (10.2)$$

Dabei ist

- $t_{\text{eq}}$  die äquivalente Zeit (in Stunden);
- $T(\Delta t_i)$  die Temperatur (in °C) während des Zeitintervalls  $\Delta t_i$ ;
- $T_{\text{max}}$  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  $\Delta P_{\theta}$  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;

$\alpha_c$  die lineare Wärmedehnzahl für Beton (siehe 3.1.3 (5));  $\alpha_c$

$T_{\max} - T_0$  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  $\Delta P_{\theta}$  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.

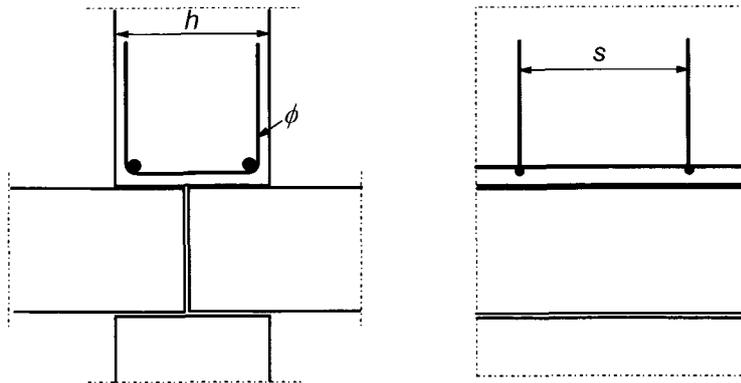


Bild 10.1 — Beispiel zur Bewehrung einer Wand über der Verbindung zweier Deckenplatten

### 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:

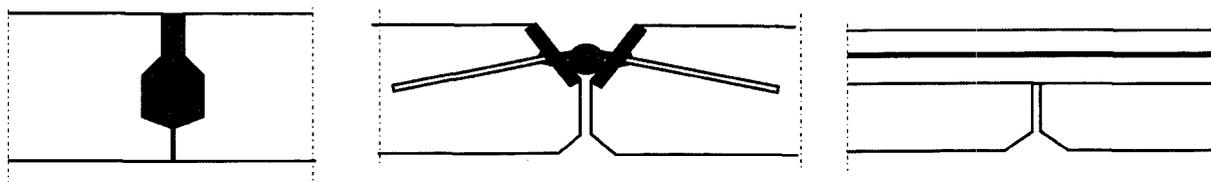
$$v_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3 \quad (10.4)$$

Dabei ist

$q_{Ed}$  der Bemessungswert der Nutzlast ( $\text{kN/m}^2$ );

$b_e$  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 Bewehrungsverbindungen in den Aufbeton können für die Querkraftübertragung 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 Fertigteile-Längsrippen durchlaufenden Bewehrung ausgeführt und im Abstand  $s_T$  gemäß Tabelle 10.1 angeordnet werden.

Tabelle 10.1 — Größter Querrippenabstand  $s_T$ <sup>1)</sup>

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	$s_T \leq 10 h$	$s_T \leq 8 h$
<p>1) so dass Hohl- und Füllkörperdecken für die Schnittgrößenermittlung als Vollplatten angesehen werden können.</p> <p><math>s_L</math> = Abstand der Längsrippen,  <math>l_L</math> = Länge (Stützweite) der Längsrippen,  <math>h</math> = Dicke der gerippten Decke</p>		

(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/mm<sup>2</sup> und bei glatten und rauen Oberflächen auf 0,15 N/mm<sup>2</sup> 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 Expositionsclassen 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 Querkräfte 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).

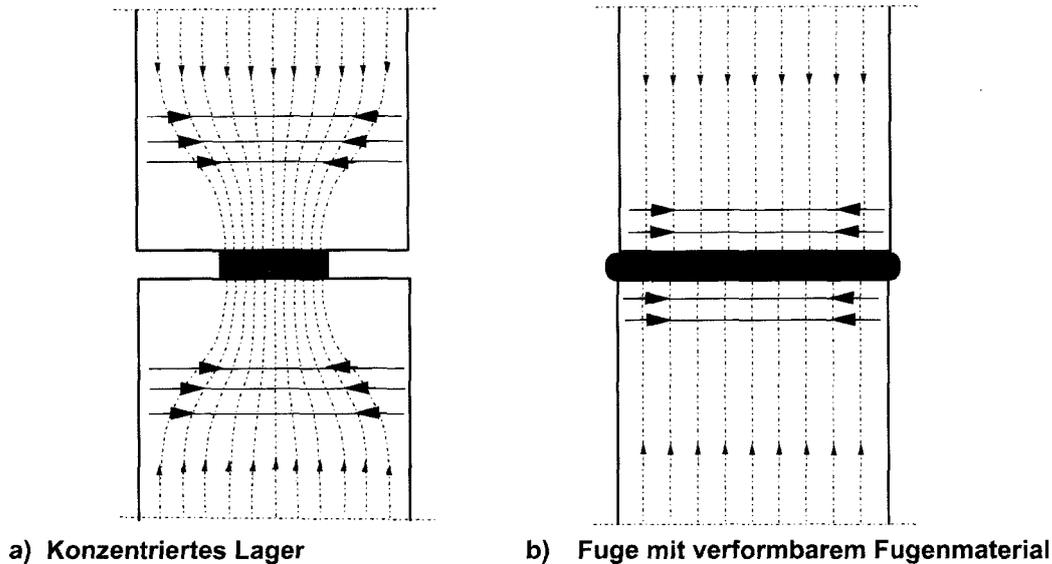


Bild 10.3 — Querspannungen in Druckfugen

#### 10.9.4.4 Verbindungen zur Querkraft-Übertragung

(1) Für die Schubkraftübertragung in Verbundfugen zwischen zwei Betonen, wie beispielsweise einem Fertigteile 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 Ausgeklinkte Auflager

(1) Ausgeklinkte 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)

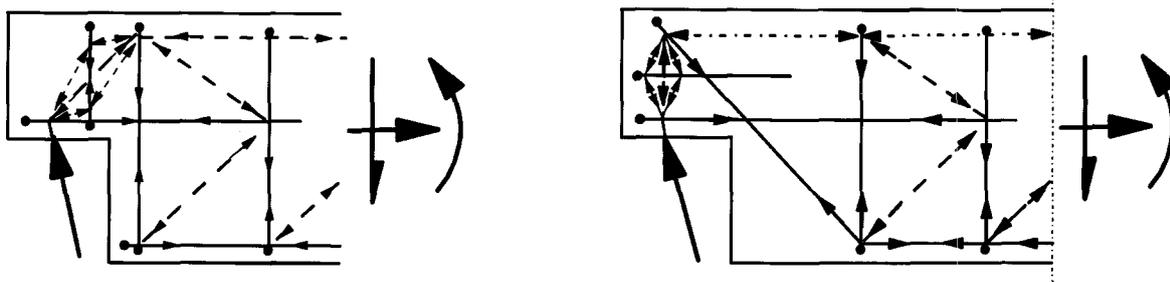


Bild 10.4 — Beispiele für Stabwerkmodelle für ausgeklinkte Auflager

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

$d = c_i + \Delta a_i$  mit horizontalen Schlaufen oder endverankerten Stäben,

$d = c_i + \Delta a_i + r_i$  mit vertikalen aufgebogenen Stäben.

Dabei ist

$c_i$  die Betondeckung;

$\Delta a_i$  die Abweichung (siehe 10.9.5.2 (1));

$r_i$  der Biegeradius.

Für die Definitionen von  $\Delta a_2$  bzw.  $\Delta a_3$  siehe Bild 10.5 und 10.9.5.2 (1).

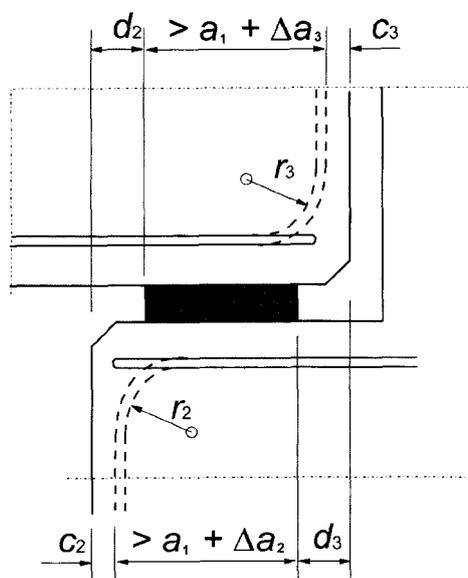


Bild 10.5 — Beispiel der Bewehrungsführung am Auflager

## 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)

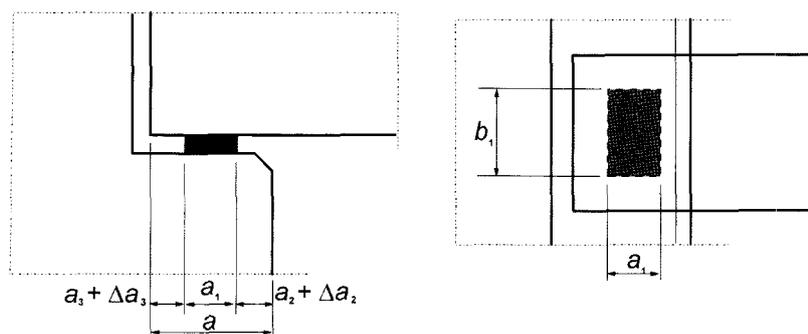
(1) Der Nennwert  $a$  der Tiefe eines einfachen Auflagers, wie in Bild 10.6 dargestellt, darf berechnet werden mit:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad (10.6)$$

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;
- $\Delta a_2$  die zulässige Grenzabweichung für den Abstand zwischen unterstützenden Bauteilen, siehe Tabelle 10.5;
- $\Delta a_3$  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, $\sigma_{Ed}/f_{cd}$	$\leq 0,15$	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	$\sigma_{Ed}/f_{cd}$	$\leq 0,15$	0,15 bis 0,4	$> 0,4$
Stahl	Linienlager	0	0	10
	Einzellager	5	10	15
Bewehrter Beton $\geq$ $\langle \text{AC} \rangle$ C30/37 $\langle \text{AC} \rangle$	Linienlager	5	10	15
	Einzellager	10	15	25
Unbewehrter Beton und bewehrter Beton $<$ $\langle \text{AC} \rangle$ C30/37 $\langle \text{AC} \rangle$	Linienlager	10	15	25
	Einzellager	20	25	35
Mauerwerk	Linienlager	10	15	(-) <sup>1)</sup>
	Einzellager	20	25	(-) <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> 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  $\Delta a_2$  für lichten Abstand zwischen den Auflageranschnitten**

Baustoff des Auflagers	$\Delta a_2$
Stahl oder Betonfertigteile	$10 \leq l/1\ 200 \leq 30$ mm
Mauerwerk oder Ortbeton	$15 \leq l/1\ 200 + 5 \leq 40$ mm
$l =$ Spannweite	

(2) Wenn nicht anders festgelegt, dürfen folgende Werte für die Auflagerfestigkeit verwendet werden.

$$f_{Rd} = 0,4f_{cd} \text{ für trockene Lagerfugen (Definition nach 10.9.4.3 (3)),}$$

$$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85f_{cd} \text{ für alle anderen Fälle.}$$

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 Bemessungsauflagerbreite  $b_1$  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.  $\overline{AC}$  Die Übergreifungslänge nach 8.7 ist dabei in der Regel mindestens um  $\overline{AC}$  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.

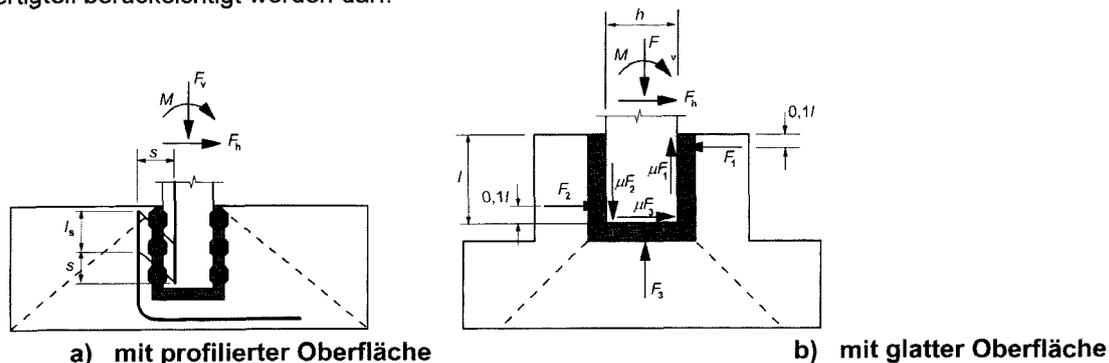
**10.9.6.3 Köcherfundamente mit glatter Oberfläche**

(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  $2200 \text{ kg/m}^3$  hat und der leichte künstliche oder natürliche Gesteinskörnungen mit einer Kornrohdichte weniger als  $2000 \text{ kg/m}^3$  enthält.

#### 11.1.2 Besondere Formelzeichen

(1)P Folgende Formelzeichen werden speziell für Leichtbeton verwendet:

LC	das den Festigkeitsklassen des Leichtbetons vorangestellte Kurzzeichen LC;
$\eta_E$	der Korrekturfaktor zur Berechnung des Elastizitätsmoduls;
$\eta_1$	der Beiwert zur Bestimmung der Zugfestigkeit;
$\eta_2$	der Beiwert zur Bestimmung der Kriechzahl;
$\eta_3$	der Beiwert zur Bestimmung der Trocknungsschwinddehnung;
$\rho$	die ofentrockene Dichte des Leichtbetons in $\text{kg/m}^3$ .

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  $\square_{AC}$  In EN 206-1 werden Leichtbetone entsprechend ihrer Dichte klassifiziert  $\square_{AC}$ , 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  $\eta_1$  ermittelt werden:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho / 2200 \quad (11.1)$$

Dabei ist

$\rho$  der obere Grenzwert der  $\square_{AC}$  Trockenrohddichte  $\square_{AC}$  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
Trockenrohddichte $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )		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 <sup>3</sup> )	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  $\rho$  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	
$f_{\text{tdk}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60		70
$f_{\text{tdk,cube}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88
$f_{\text{tdm}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88
$f_{\text{tdm}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{\text{tdm}} = f_{\text{tdm}} \cdot \eta_1$												für $f_{\text{tdk}} \geq 20$ N/mm <sup>2</sup> $f_{\text{tdm}} = f_{\text{tdk}} + 8$ (N/mm <sup>2</sup> )
$f_{\text{tdk},0.05}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{\text{tdk},0.05} = f_{\text{tdk},0.05} \cdot \eta_1$												$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho/2\,200$
$f_{\text{tdk},0.95}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{\text{tdk},0.95} = f_{\text{tdk},0.95} \cdot \eta_1$												5 % Quantil
$E_{\text{tdm}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{\text{tdm}} = E_{\text{tdm}} \cdot \eta_E$												95 % Quantil
$\varepsilon_{\text{lc1}}$ (‰)	$k \cdot f_{\text{tdm}} / (E_{\text{tdm}} \cdot \eta_E)$ $\left\{ \begin{array}{l} k = 1,1 \text{ für Leichtbeton mit Natursand } \text{AC} \\ k = 10 \text{ für alle anderen Leichtbetone} \end{array} \right.$												$\eta_E = (\rho/2\,200)^2$  siehe Bild 3.2
$\varepsilon_{\text{lcu1}}$ (‰)	$\varepsilon_{\text{lc1}}$												siehe Bild 3.2
$\varepsilon_{\text{lc2}}$ (‰)	2,0												siehe Bild 3.3
$\varepsilon_{\text{lcu2}}$ (‰)	3,5 $\eta_1$												siehe Bild 3.3
$\eta_1$	2,0												$\text{AC} \mid \varepsilon_{\text{lcu2}} \geq \mid \varepsilon_{\text{lc2}} \mid \text{AC}$
$\varepsilon_{\text{lc3}}$ (‰)	1,75												siehe Bild 3.4
$\varepsilon_{\text{lcu3}}$ (‰)	3,5 $\eta_1$												siehe Bild 3.4 $\mid \varepsilon_{\text{lcu3}} \mid \geq \mid \varepsilon_{\text{lc3}} \mid$

**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  $\varphi$  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  $\eta_2$  zu multiplizieren. Dieser beträgt

$$\eta_2 = 1,3 \quad \text{für } f_{\text{ick}} \leq \text{LC16/18},$$

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{für } f_{\text{ick}} \geq \text{LC20/22}.$$

(2) Der Endwert der Trocknungsschwinddehnung für Leichtbeton darf ermittelt werden, indem die Werte für Normalbeton aus Tabelle 3.2 mit dem Faktor  $\eta_3$  multipliziert werden. Dieser beträgt

$$\eta_3 = 1,5 \quad \text{für } f_{\text{ick}} \leq \text{LC16/18},$$

$$\eta_3 = 1,2 \quad \text{für } f_{\text{ick}} \geq \text{LC20/22}.$$

(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  $\varepsilon_{c1}$  und  $\varepsilon_{cu1}$  mit den Werten  $\varepsilon_{lc1}$  und  $\varepsilon_{lcu1}$  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  $\gamma_{\text{C}}$  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  $\alpha_{\text{cc}}$  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  $\gamma_{\text{C}}$  der Teilsicherheitsbeiwert für Beton (siehe 2.4.2.4)  $\boxed{\text{AC}} \alpha_{\text{ct}}$  der Beiwert nach 3.1.6 (2)P ist.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für  $\alpha_{\text{ct}}$  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  $\varepsilon_{c2}$  und  $\varepsilon_{cu2}$  mit den Werten  $\varepsilon_{lc2}$  und  $\varepsilon_{lcu2}$  aus Tabelle 11.3.1 zu ersetzen.

(2) Bei Leichtbeton sind in der Regel die in Bild 3.4 angegebenen Werte  $\varepsilon_{c3}$  und  $\varepsilon_{cu3}$  mit den Werten  $\varepsilon_{lc3}$  und  $\varepsilon_{lcu3}$  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:

$$f_{\text{ck,c}} = f_{\text{ck}} \cdot (1,0 + k \cdot \sigma_2 / f_{\text{ck}}) \quad (11.3.24)$$

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.

$$a_{\text{c2,c}} = a_{\text{c2}} (f_{\text{ck,c}} / f_{\text{ck}})^2 \quad (11.3.26)$$

$$a_{\text{cu2,c}} = a_{\text{cu2}} + 0,2 \sigma_2 / f_{\text{ck}} \quad (11.3.27)$$

wobei  $a_{\text{c2}}$  und  $a_{\text{cu2}}$  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  $\overline{\text{AC}}$  Für Leichtbeton ist in der Regel der in Bild 5.6N angegebene Wert für  $\theta_{\text{pl,d}}$  mit dem Faktor  $\varepsilon_{\text{cu2}} / \varepsilon_{\text{cu2}}$  zu multiplizieren.  $\overline{\text{AC}}$

## 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  $V_{\text{Rd,c}}$  folgt aus der Gleichung:

$$V_{\text{Rd,c}} = [C_{\text{Rd,c}} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\overline{\text{AC}} \geq (\eta_1 \cdot \nu_{1,\text{min}} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}}) \cdot b_w \cdot d \overline{\text{AC}} \quad (11.6.2)$$

Dabei ist

$\eta_1$  in Gleichung (11.1) definiert;

$f_{\text{ck}}$  aus Tabelle 11.3.1 entnommen;

$\sigma_{\text{cp}}$  die mittlere Druckspannung im Querschnitt infolge von Normalkräften und einer Vorspannung,  $\overline{\text{AC}}$  jedoch begrenzt auf  $\sigma_{\text{cp}} \leq 0,2 f_{\text{cd}} \overline{\text{AC}}$ .

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

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für  $C_{IRd,c}$ ,  $\nu_{l,min}$  und  $k_1$  dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für  $C_{IRd,c}$  beträgt  $\overline{AC} 0,15 / \gamma_C$ , für  $\nu_{l,min}$  beträgt er  $0,028 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \overline{AC}$  und für  $k_1$  beträgt er 0,15.

**$\overline{AC}$  Tabelle 11.6.1N — Werte für  $\nu_{l,min}$  bei gegebenen Werten für  $d$  und  $f_{ck} \overline{AC}$**

$d$ (mm)	$\nu_{l,min}$ (N/mm <sup>2</sup> )						
	$\overline{AC} f_{ck} \overline{AC}$ (N/mm <sup>2</sup> )						
	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	$\overline{AC} 0,23 \overline{AC}$	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  $\beta$  ermittelte Querkraft  $V_{Ed}$  (siehe 6.2.2 (6)) muss in der Regel folgende Bedingung erfüllen:

$$\overline{AC} V_{Ed} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu_l \cdot f_{ctd} \overline{AC} \quad (11.6.5)$$

Dabei ist

$\overline{AC}$  gestrichener Text  $\overline{AC}$

$\overline{AC} \nu_l$  in Übereinstimmung mit 11.6.2 (1).  $\overline{AC}$

### 11.6.2 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

$\overline{AC}$  (1) Der Reduktionsbeiwert für den Bruchwiderstand der Betonstreben ist  $\nu_l$ .

ANMERKUNG 1 Der landesspezifische Wert für  $\nu_l$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert folgt aus:

$$\nu_l = 0,5 \eta_1 (1 - f_{ck} / 250) \quad (11.6.6N)$$

ANMERKUNG 2 Bei Leichtbeton darf  $\nu_l$  in der Regel nicht entsprechend 6.2.3 (3), Fußnote 2, modifiziert werden.  $\overline{AC}$

### 11.6.3 Torsion

#### 11.6.3.1 Nachweisverfahren

(1) In Gleichung (6.30) wird für Leichtbeton  $\nu$  durch  $\nu_l$  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:

$$\nu_{IRd,c} = C_{IRd,c} \cdot k \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + k_2 \cdot \sigma_{cp} \geq (\eta_1 \cdot \nu_{l,min} + k_2 \cdot \sigma_{cp}) \quad (11.6.47)$$

Dabei ist

$\eta_1$  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:

$$v_{IRd,c} = C_{IRd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ctk})^{1/3} \cdot 2d \quad | \quad a \geq \eta_1 \cdot v_{l,min} \cdot 2d \quad | \quad a \quad (11.6.50)$$

Dabei ist

$\eta_1$  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  $0,4 \cdot v \cdot f_{ctd}$ , wobei für  $v$  der Wert  $v_1$  aus Gleichung (11.6.6N) angesetzt wird.  $\rho_1$

#### 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:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{ctd} \cdot \left[ A_{c1}/A_{c0} \right]^{4400} \leq 3,0 \cdot f_{ctd} \cdot A_{c0} \cdot \left( \frac{\rho}{2200} \right) \quad (11.6.63)$$

#### 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  $\overline{AC}$  8.3  $\overline{AC}$  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  $\overline{AC} f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_C \overline{AC}$  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  $\geq 600$  mm mit  $N_{Ed} / A_c \leq 0,3f_{ck}$ .

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  $\alpha_{cc}$  und  $\alpha_{ct}$  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:

$$\boxed{AC} N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd,pl} \cdot b \cdot h_w \cdot (1 - 2 \cdot e / h_w) \boxed{AC} \quad (12.2)$$

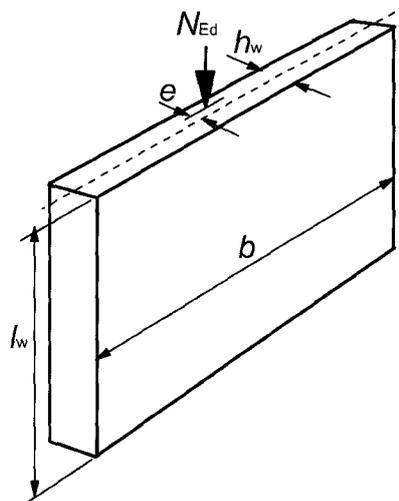
Dabei ist

$\boxed{AC} \eta \cdot f_{cd,pl}$  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 Sprödbruch 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:

$$\tau_{cp} \leq f_{c,vd}$$

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  $\sigma_{ct1}$  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;

$\beta$  ein von den Lagerungsbedingungen abhängiger Beiwert,

bei Stützen im Allgemeinen:  $\beta = 1$ ,

bei Kragstützen oder Wänden:  $\beta = 2$ ,

für anders gelagerte Wände:  $\beta$ -Werte nach Tabelle 12.1.

Tabelle 12.1 — Werte für  $\beta$  bei verschiedenen Randbedingungen

Lagerungsbedingungen	Zeichnung	Gleichung	Faktor $\beta$	
Zweiseitig gehalten			$\beta = 1,0$ für alle Verhältnisse von $l_w/b$	
Dreiseitig gehalten		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	$b/l_w$	$\beta$
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
2,0	0,97			
5,0	1,00			
Vierseitig gehalten		Wenn $b \geq l_w$ $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ Wenn $b < l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$	$b/l_w$	$\beta$
			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  $\beta$ -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  $\sqrt[AC]{l_w} / 5 \sqrt[AC]{l_w}$  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  $\beta$  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:

$$\sqrt[AC]{N_{Rd}} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi \sqrt[AC]{\quad} \quad (12.10)$$

Dabei ist

- $N_{Rd}$  der Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft;
- $b$  die Gesamtbreite des Querschnitts;
- $h_w$  die Gesamtdicke des Querschnitts;
- $\Phi$  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  $\Phi$  wie folgt angenommen werden:

$$\sqrt[AC]{\Phi} = 1,14 \cdot (1 - 2e_{tot} / h_w) - 0,02 \cdot l_0 / h_w \leq (1 - 2e_{tot} / h_w) \sqrt[AC]{\quad} \quad (12.11)$$

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) Schlitze und Aussparungen sind in der Regel nur zulässig, wenn eine ausreichende Festigkeit und Stabilität nachgewiesen werden kann.

### 12.9.2 Arbeitsfugen

(1)  $\square$  In Bereichen, in denen Betonzugspannungen zu erwarten sind, ist in der Regel eine geeignete Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten anzuordnen.  $\square$

### 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

$$\square \frac{0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{(3\sigma_{gd} / f_{ctd,pl})} \square \quad (12.13)$$

eingehalten wird.

Dabei ist

$h_F$  die Fundamenthöhe;

$a$  der Fundamentüberstand von der Stützensseite an (siehe Bild 12.2);

$\sigma_{gd}$  der Bemessungswert des Sohldrucks;

$\square f_{ctd,pl}$  der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit (Maßeinheit wie für  $\sigma_{gd}$ ).  $\square$

Vereinfachend darf das Verhältnis  $h_F / a \geq 2$  verwendet werden.

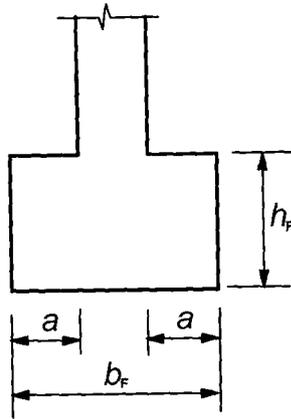


Bild 12.2 — Unbewehrte Stützenfundamente; Bezeichnungen

## 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  $\gamma_{S,red1} \overline{\sigma}_{AC}$  reduziert werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für  $\overline{\sigma}_{AC}$  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  $\gamma_{C,red1} \overline{\sigma}_{AC}$  reduziert werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für  $\overline{\sigma}_{AC}$  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
≥ 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

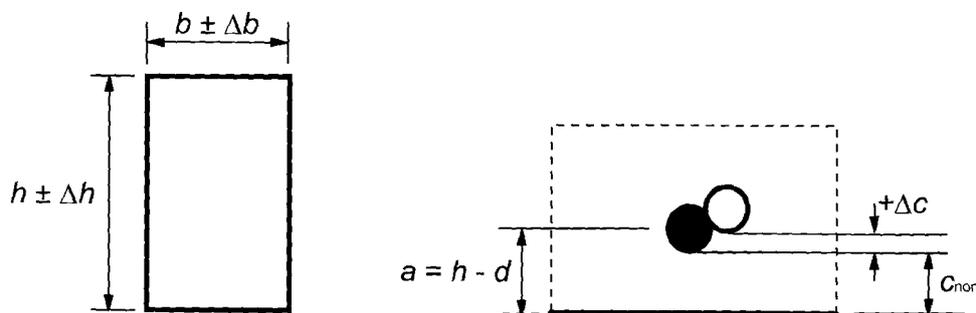
- verminderte Abweichungen aufweisen oder
- am fertigen Tragwerk aufgemessen werden,

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.



a) Querschnitt

b) Lage der Bewehrung

(ungünstige Richtung für die statische Nutzhöhe)

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  $\gamma_c$  mit dem Umrechnungsfaktor  $\eta$  vermindert werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für  $\eta$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,85.

Der Wert  $\gamma_c$  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

$\varphi_0$  die Grundzahl des Kriechens mit

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{B.2})$$

$\varphi_{RH}$  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/mm<sup>2</sup> 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

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (\text{B.6})$$

$A_c$  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;

$\beta_H$  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;

$\alpha$  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  $\Delta t_i$ ;

$\Delta t_i$  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/mm<sup>2</sup>];

$f_{cm0} = 10$  N/mm<sup>2</sup>;

$\alpha_{ds1}$  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;

$\alpha_{ds2}$  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  $-40\text{ °C}$  und  $100\text{ °C}$ . 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 (%)
	A	B	C	A	B	C	
Klasse	A	B	C	A	B	C	—
charakteristische Streckgrenze $f_{yk}$ oder $f_{0,2k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400 bis 600						5,0
Mindestwert von $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
charakteristische Dehnung bei Höchstlast, $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Biegbarkeit	Biege/Rückbiegetest			-			
Scherfestigkeit	-			$\overline{AC} 0,25 A f_{yk} \overline{AC}$ (A – Stabquerschnittsfläche)			Minimum
Maximale Abweichung von der Nennmasse (Einzelstab oder Draht) (%)	Nenndurchmesser des Stabs (mm)						5,0
	$\leq 8$	$> 8$	$\pm 6,0$ $\pm 4,5$				

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 <sup>2</sup> ) (für $N \geq 2 \times 10^6$ Lastzyklen) mit einer Obergrenze von $\beta f_{yk}$		$\geq 150$			$\geq 100$			10,0
Verbund:	Nenndurchmesser des Stabs (mm)							5,0
Mindestwerte der bezogenen Rippenfläche, $f_{R,min}$	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  $\beta$  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:

$$\tau_m \geq 0,098 (80 - 1,2\phi) \quad (C.1N)$$

$$\tau_r \geq 0,098 (130 - 1,9\phi) \quad (C.2N)$$

Dabei ist

$\phi$  der Nenndurchmesser des Stabs (mm);

$\tau_m$  die mittlere Verbundspannung (N/mm<sup>2</sup>) bei 0,01, 0,1 and 1 mm Schlupf;

$\tau_r$  die Verbundspannung bei Versagen durch Herausziehen.

(2) Die Werte für  $f_{yk}$ ,  $k$  und  $\varepsilon_{uk}$  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)**

- $\overline{AC}$  die Einzelwerte der Streckgrenze  $f_y$  und  $\varepsilon_u$  müssen in der Regel  $\overline{AC}$  größer als die Mindestwerte und kleiner als die Höchstwerte sein. Darüber hinaus muss der Mittelwert  $M$  einer Versuchseinheit in der Regel nachfolgende Gleichung erfüllen.

$$M \geq C_v + a \quad (C.3)$$

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  $10 \text{ N/mm}^2$  und für  $k$  und  $\varepsilon_u$  ist er 0.

ANMERKUNG 2 Die landesspezifischen Mindest- und Höchstwerte  $f_y$ ,  $k$  und  $\varepsilon_u$  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 $f_y$	$0,97 \times \text{Minimum } C_v$	$1,03 \times \text{Maximum } C_v$
$\overline{AC} k \overline{AC}$	$0,98 \times \text{Minimum } C_v$	$1,02 \times \text{Maximum } C_v$
$\varepsilon_u$	$0,80 \times \text{Minimum } C_v$	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 Biegeroillendurchmesser nicht größer sein  $\overline{AC}$  als der für Biegung nach Tabelle 8.1N dieses Eurocodes  $\overline{AC}$  definierte Wert. Um die Biegsbarkeit sicherzustellen, darf nach dem  $\overline{AC}$  Versuch  $\overline{AC}$  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

- $\sigma_{pi}^-$  die Zugspannung im Spannstahl direkt vor  $t_i$ ;
- $\sigma_{pi}^+$  die Zugspannung im Spannstahl direkt nach  $t_i$ ;
- $\sigma_{pi-1}^+$  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.

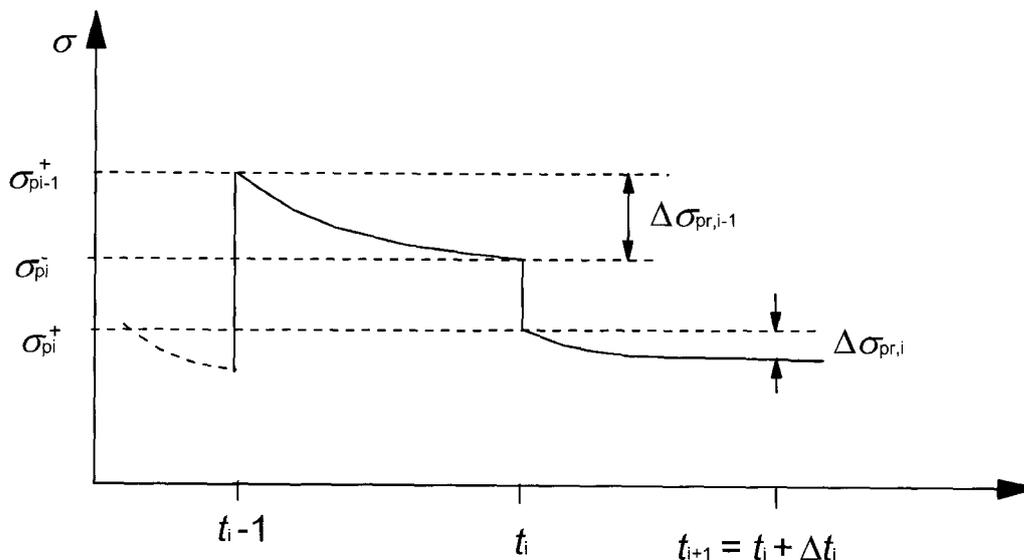


Bild D.1 — Verfahren der äquivalenten Belastungsdauer

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

(3) Wenn  $\sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j}$  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

$$\sigma_{pi}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \quad \text{und mit} \quad \mu = \frac{\sigma_{pi}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j}}{f_{pk}} \quad \text{ergibt.}$$

(4) Für ein Spannglied der Klasse 2 [AC] wird  $t_e$  nach Gleichung (3.29) [AC] beispielsweise:

$$\sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09\mu} \left( \frac{t_e}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} \quad (D.1)$$

(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):

$$\Delta \sigma_{pr,i} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09\mu} \left( \frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} - \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \quad (D.2)$$

(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  $\sigma_{Edx}$ ,  $\sigma_{Edy}$  und  $\tau_{Edxy}$  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:

$$f_{tdx} = \rho_x \cdot f_{yd} \quad \text{und} \quad f_{tdy} = \rho_y \cdot f_{yd} \quad (\text{F.1})$$

Dabei sind  $\rho_x$  und  $\rho_y$  die geometrischen Bewehrungsgrade entlang der x- bzw. der y-Achse.

(3) In Bereichen, in denen sowohl  $\sigma_{Edx}$  als auch  $\sigma_{Edy}$  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  $\sigma_{Edy}$  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  $\sigma_{cd}$  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 ( $\nu$  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  $\theta$  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 unbekanntes 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 unbekanntenen 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.

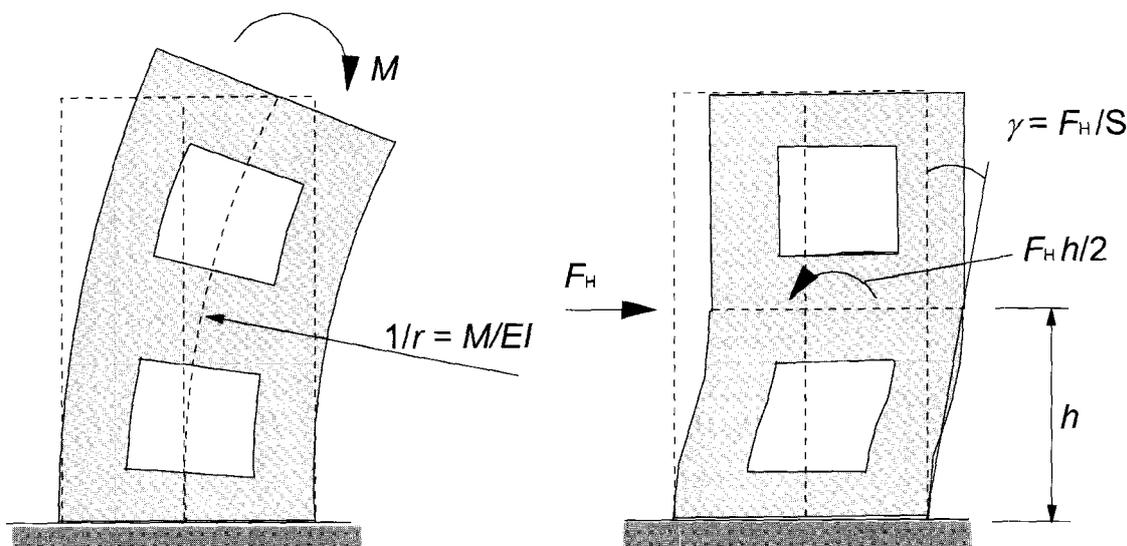


Bild H.1 — Definition der globalen Krümmung und Schubverformung ( $1/r$  bzw.  $\gamma$ ) und die entsprechenden Steifigkeiten ( $EI$  bzw.  $S$ )

##### 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 Grenzlaster für globale Biegung, siehe (2).

(2) Die globale nominale Grenzlaster für globale Biegung darf mit folgender Gleichung angenommen werden

$$F_{V,BB} = \xi \cdot \sum EI / L^2 \quad (\text{H.2})$$

Dabei ist

$\xi$  ein Beiwert, der von der Anzahl der Geschosse, der Änderung der Steifigkeit, dem Grad der Fundamenteinspannung und der Lastverteilung abhängt, siehe (4);

$\Sigma EI$  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  $\xi$  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

$\theta$  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,  $F_{V,BS} = \Sigma S$ ;

$\Sigma S$  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 (Stützenkopferverstärkungen).

(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.

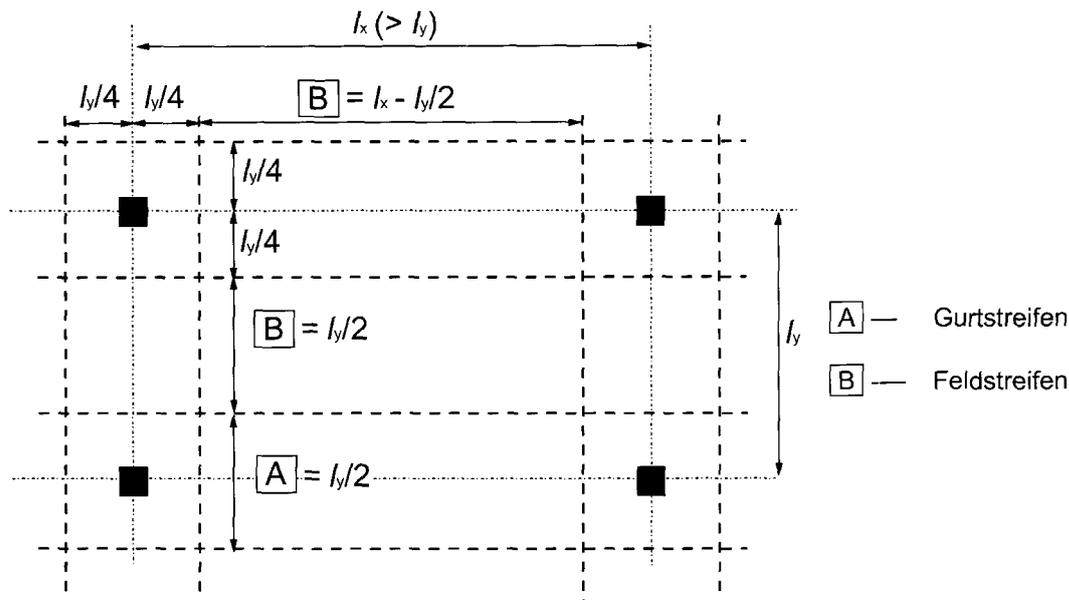


Bild I.1 — Unterteilung von Flachdecken

ANMERKUNG Wenn Stützkopfverstärkungen 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:

- i) die Schnittgrößenermittlung der Decke wird unter Volllast mit  $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ , in allen Feldern durchgeführt,
- ii) 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,
- iii) diese Art von Belastung darf dann in ähnlicher Weise auf andere kritische Felder und Auflager angewendet werden.

(2) Die Einschränkungen hinsichtlich  $\overline{AC}$  der Momentenübertragung auf Randstützen nach I.1.2 (5) sind in der Regel zu beachten  $\overline{AC}$ .

### 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 Lastausmitteln 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)**

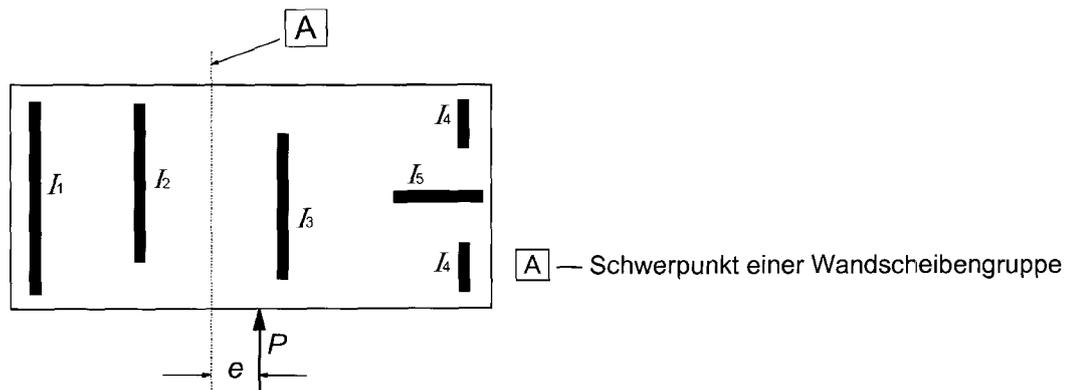
- (4) Die Überlagerung von Längskraft und Querkraft ist in der Regel zu berücksichtigen.
- (5) Zusätzlich zu den anderen Gebrauchstauglichkeitskriterien in diesem Eurocode sind die Auswirkungen von Schwingungen von Wandscheiben auf die Bewohner des Gebäudes in der Regel ebenfalls zu berücksichtigen (siehe 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:

$$P_n = \frac{P \cdot (EI)_n}{\Sigma(EI)} \pm \frac{(P \cdot e) y_n \cdot (EI)_n}{\Sigma(EI) \cdot y_n^2} \quad (1.1)$$

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 1.2);
- $y_n$  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 1.2 — Lastausmitte der Belastung vom Schwerpunkt der Wandscheiben**

## Anhang J (informativ)

### Konstruktionsregeln für ausgewählte Beispiele

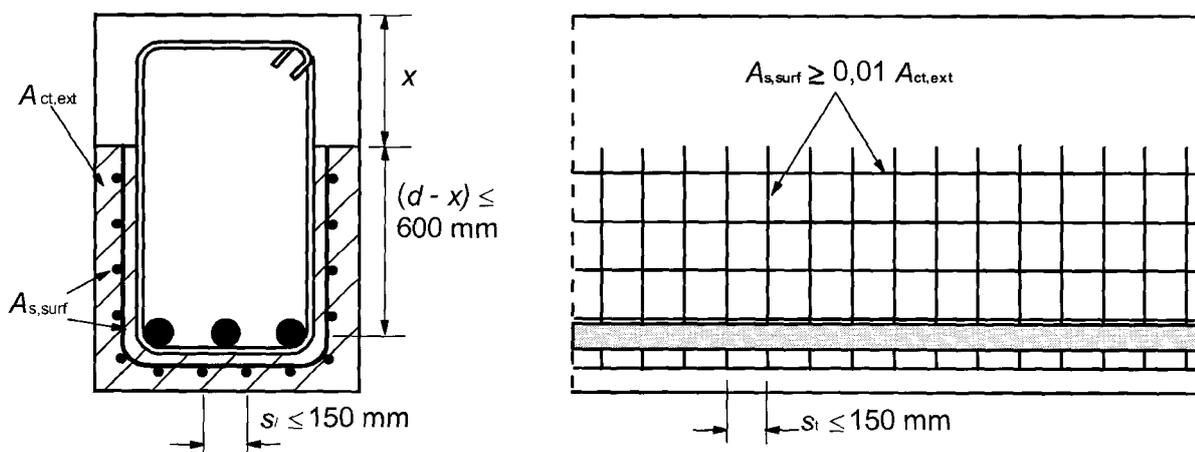
#### J.1 Oberflächenbewehrung

(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.



$x$  ist die Höhe der Druckzone im GZT

**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.

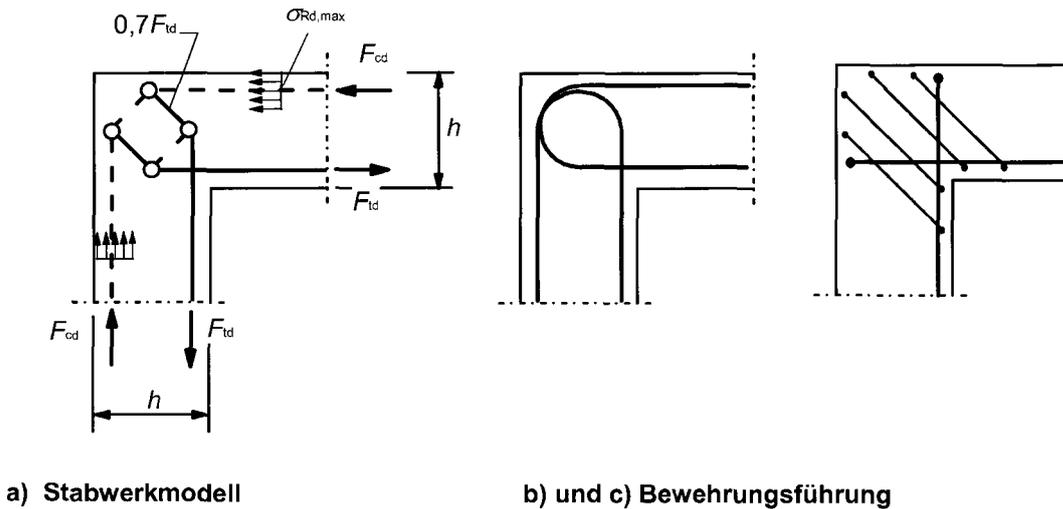
(5) Die Längsstäbe der Oberflächenbewehrung dürfen als Biegebewehrung in Längsrichtung und die Querstäbe dürfen als Querkraftbewehrung berücksichtigt werden, soweit sie den jeweiligen Bewehrungsregeln entsprechen.



- (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.

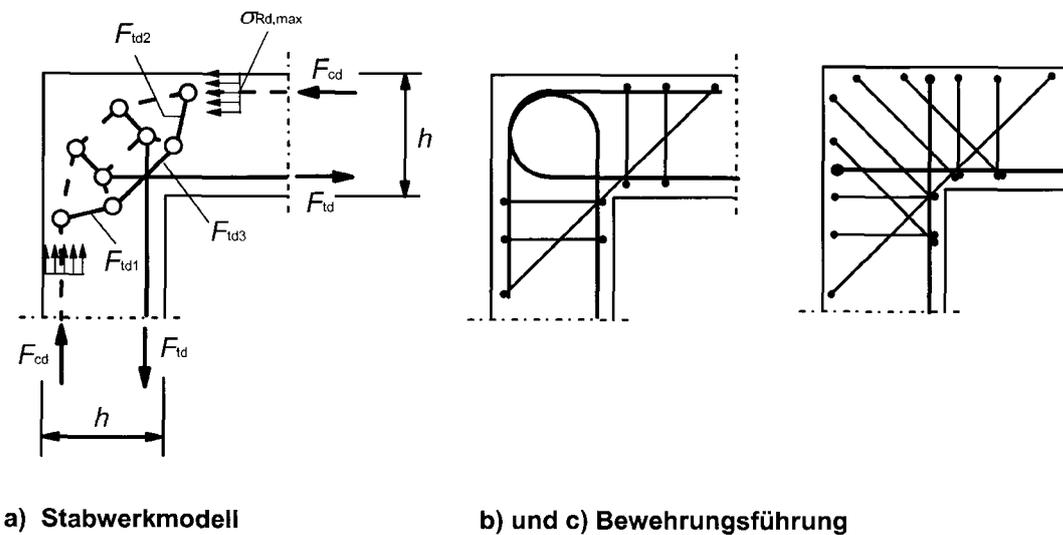
**J.2.3 Rahmenecken mit öffnendem Moment**

(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)).



**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).

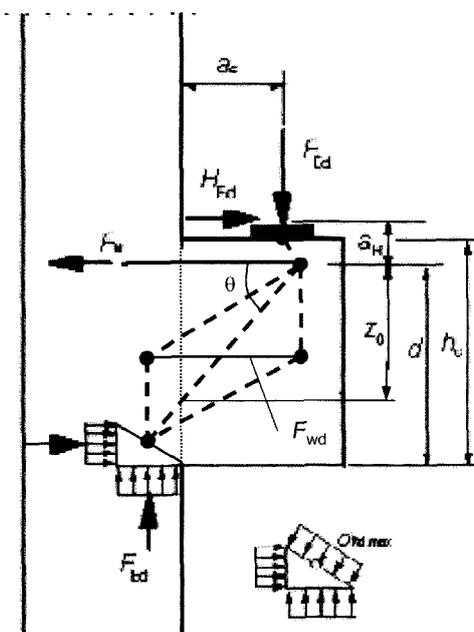


**Bild J.4 — Rahmenecke mit hohem öffnendem Moment (z. B.  $A_S / (b \cdot h) > 2\%$ )**

**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  $a_c < 0,5 h_c$  sind in der Regel geschlossene horizontale oder schräge Bügel mit  $A_{s,ink} \geq k_1 \cdot A_{s,main}$  zusätzlich zur Hauptzugbewehrung vorzusehen (siehe Bild J.6 a)).

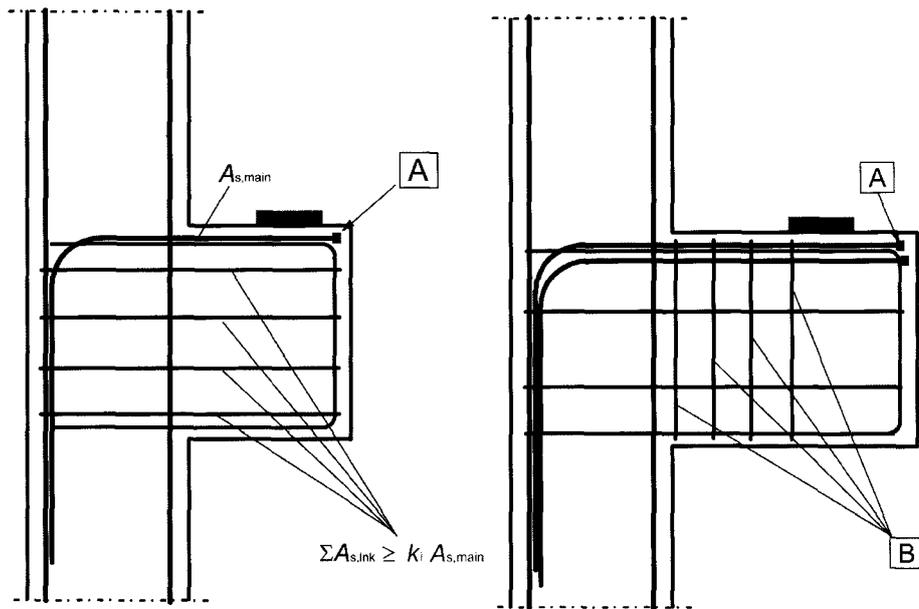
ANMERKUNG Der landesspezifische Wert  $k_1$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,25.

(3) Für  $a_c > 0,5 h_c$  und  $F_{Ed} > V_{Rd,c}$  (siehe 6.2.2) sind in der Regel geschlossene vertikale Bügel mit  $A_{s,ink} \geq k_2 \cdot F_{Ed} / f_{yd}$  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 Konsolenspitze 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.



**A** — Ankerkörper oder Schlaufen

**B** — Bügel

a) Bewehrung für  $a_c \leq 0,5 h_c$

b) Bewehrung für  $a_c > 0,5 h_c$

**Bild J.6 — Bewehrungsführung bei einer Konsole**

