

Niedersächsisches Ministerialblatt

71. (76.) Jahrgang

Hannover, den 21. 6. 2021

Nummer 23 a

**ANLAGENBAND 1
zur
Verwaltungsvorschrift
Technische Baubestimmungen (VV TB)
— Fassung Juni 2021 —**

DIN EN 1991-1-3/A1

DIN EN 1991-1-3/NA

DIN EN 1992-4

DIN EN 1992-4/NA

DIN EN 1993-1-5

DIN EN 1993-1-5/NA

DIN EN 1993-4-1

DIN EN 1993-4-1/NA

DIN EN 1999-1-1/NA

DIN EN 1999-1-4/NA

Die hier abgedruckten Technischen Baubestimmungen sind nur in Verbindung mit dem RdErl. des MU vom 14. 6. 2021 (Nds. MBl. S. 1030) zu verwenden.

Inhalt:

– DIN EN 1991-1-3/A1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003/A1:2015	1
– DIN EN 1991-1-3/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten	17
– DIN EN 1992-4: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton; Deutsche Fassung EN 1992-4:2018	39
– DIN EN 1992-4/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung von Befestigungen in Beton	179
– DIN EN 1993-1-5: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile; Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017	189
– DIN EN 1993-1-5/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile	261
– DIN EN 1993-4-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 4-1: Silos; Deutsche Fassung EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017	271
– DIN EN 1993-4-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 4-1: Silos	399
– DIN EN 1999-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln	409
– DIN EN 1999-1-4/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken – Teil 1-4: Kaltgeformte Profiltafeln	433

DIN EN 1991-1-3/A1

ICS 91.010.30

Änderung von
DIN EN 1991-1-3:2010-12**Eurocode 1 –
Einwirkungen auf Tragwerke –
Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten;
Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003/A1:2015**

Eurocode 1 –
Actions on structures –
Part 1-3: General actions – Snow loads;
German version EN 1991-1-3:2003/A1:2015

Eurocode 1 –
Actions sur les structures –
Partie 1-3: Actions générales – Charges de neige;
Version allemande EN 1991-1-3:2003/A1:2015

Gesamtumfang 16 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1991-1-3:2003/A1:2015) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Die Arbeiten wurden auf nationaler Ebene vom Spiegelausschuss NA 005-51-02 AA „Einwirkungen auf Bauten, SpA zu CEN/TC 250/SC 1“ im DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau) begleitet.

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1991-1-3:2003/A1

September 2015

ICS 91.010.30

Deutsche Fassung

**Eurocode 1 —
Einwirkungen auf Tragwerke —
Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten**

Eurocode 1 —
Actions on structures —
Part 1-3: General actions – Snow loads

Eurocode 1 —
Actions sur les structures —
Partie 1-3: Actions générales – Charges de neige

Diese Änderung A1 modifiziert die Europäische Norm EN 1991-1-3:2003. Sie wurde vom CEN am 17. Juli 2015 angenommen.

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

Diese Änderung 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 des CEN-CENELEC mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, der ehemaligen jugoslawischen Republik Mazedonien, 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, der Türkei, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



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

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

DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12
EN 1991-1-3:2003/A1:2015 (D)

Inhalt

	Seite
Europäisches Vorwort	3
1 Änderungen im Vorwort	4
2 Änderung in „1.2 Normative Verweisungen“	4
3 Änderungen in „3.3 Außergewöhnliche Verhältnisse“	4
4 Änderungen in „4.3 Behandlung von außergewöhnlichen Schneelasten auf dem Boden“	5
5 Änderungen in „5.2 Lastanordnung“	5
6 Änderungen in „5.3.1 Allgemeines“	6
7 Änderungen in „5.3.2 Pultdächer“	7
8 Änderung in „5.3.3 Satteldächer“	8
9 Änderung in „5.3.4 Scheddächer“	9
10 Änderung in „5.3.5 Tonnendächer“	11
11 Änderungen in „5.3.6 Höhengsprünge an Dächern“	13
12 Änderung in „6.2 Verwehungen an Wänden und Aufbauten“	13
13 Änderung in „Anhang B (normativ) Formbeiwerte für Schneelasten bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen“	13
14 Änderung in „Anhang C (informativ) Europäische Karte für Schneelasten auf dem Boden“	14

Europäisches Vorwort

Dieses Dokument (EN 1991-1-3:2003/A1:2015) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis September 2016, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis September 2016 zurückgezogen werden.

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

Dieses Dokument wurde unter einem Mandat erarbeitet, das die Europäische Kommission und die Europäische Freihandelszone dem CEN erteilt haben.

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

DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12
EN 1991-1-3:2003/A1:2015 (D)

1 Änderungen im Vorwort

Im fünften Absatz ist Folgendes zu streichen:

„Die Anhänge A und B sind normativ, die Anhänge C, D und E sind informativ.“

und zu ersetzen durch:

„Anhang A ist normativ, die Anhänge B, C, D und E sind informativ.“

Im dritten Spiegelstrich der Aufzählung im Abschnitt „Nationaler Anhang zu EN 1991-1-3“ ist „3.3(2)“ nach „3.3(1)“ zu ergänzen.

Im fünften Spiegelstrich der Aufzählung im Abschnitt „Nationaler Anhang zu EN 1991-1-3“ ist „5.3.1(1) Anmerkung zu Tabelle 5.2, 5.3.2(2)“ nach „5.2(8)“ zu ergänzen.

Im fünften Spiegelstrich der Aufzählung im Abschnitt „Nationaler Anhang zu EN 1991-1-3“ ist „5.3.4(4)“ nach „5.3.4(3)“ zu ergänzen.

2 Änderung in „1.2 Normative Verweisungen“

Die Anmerkung und folgende Verweisung sind zu streichen:

„ANMERKUNG Die folgenden Europäischen Normen, die veröffentlicht oder in Bearbeitung sind, werden in den normativen Abschnitten zitiert.

EN 1991-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken“.

3 Änderungen in „3.3 Außergewöhnliche Verhältnisse“

In 3.3(2) ist

„...“

b) Die außergewöhnliche Bemessungssituation ist in der Regel für die Bestimmung von Schneelastfällen unter Berücksichtigung von 5.2(3)P c) und Anhang B anzuwenden.

ANMERKUNG Siehe Anhang A, Fall B2.“

durch Folgendes zu ersetzen:

b) Die außergewöhnliche Bemessungssituation ist in der Regel für die Bestimmung von Schneelastfällen unter Berücksichtigung von 5.2(3)P c) sowie der angemessenen Lastanordnungen und der Formbeiwerte für Schneelasten bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen anzuwenden.

ANMERKUNG 1 Siehe Anhang A, Fall B2.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf festlegen, welche Lastanordnungen bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen anzuwenden sind, und es sollte auch auf den informativen Anhang B verwiesen werden, sofern dessen Anwendung erlaubt ist (siehe auch 5.3 und 6.2).“

In 3.3(3) ist

„...“

c) Die außergewöhnliche Bemessungssituation ist in der Regel für die Bestimmung von Schneelastfällen unter Berücksichtigung von 5.2(3)P c) und Anhang B anzuwenden.“

4

durch Folgendes zu ersetzen:

„c) Die außergewöhnliche Bemessungssituation ist in der Regel für die Bestimmung von Schneelastfällen unter Berücksichtigung von 5.2(3)P c) sowie der angemessenen Lastanordnungen und der Formbeiwerte für Schneelasten bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen anzuwenden.“

Am Ende von 3.3(3) ist Folgendes aufzunehmen:

„ANMERKUNG 3 Der Nationale Anhang darf festlegen, welche Lastanordnungen bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen anzuwenden sind, und es sollte auch auf den informativen Anhang B verwiesen werden, sofern dessen Anwendung erlaubt ist (siehe auch 5.3 und 6.2).“

4 Änderungen in „4.3 Behandlung von außergewöhnlichen Schneelasten auf dem Boden“

Die Anmerkung zu 4.3(1):

„ANMERKUNG Der Beiwert C_{esl} darf durch den Nationalen Anhang festgelegt werden. Der empfohlene Wert ist $C_{esl} = 2,0$ (siehe auch 2(3)).“

ist durch Folgendes zu ersetzen:

„ANMERKUNG Der Beiwert C_{esl} und die Anwendungsorte dürfen durch den Nationalen Anhang festgelegt werden. Der empfohlene Wert ist $C_{esl} = 2,0$ (siehe auch 2(3)).“

5 Änderungen in „5.2 Lastanordnung“

In 5.2(2) ist

„(2) Die Lastanordnungen sollten in Übereinstimmung mit 5.3 und Anhang B ermittelt werden, wenn es nach 3.3 festgelegt ist.

ANMERKUNG Die Verwendung von Anhang B wird durch den Nationalen Anhang für die Dachformen nach 5.3.4, 5.3.6 und 6.2 bestimmt und wird normalerweise auf besondere Örtlichkeiten angewandt, in denen der Schnee gewöhnlich zwischen einzelnen Wetterlagen abschmilzt und in den zwischen den Wetterlagen nur mäßige Windgeschwindigkeiten auftreten.“

durch Folgendes zu ersetzen:

„(2) Die Lastanordnungen sollten in Übereinstimmung mit 5.3 und angemessenen Festlegungen ermittelt werden, wenn es nach 3.3 festgelegt ist und außergewöhnliche Schneeverwehungen zu erwarten sind.

„ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf die Lastanordnungen bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen oder die Verwendung von Anhang B für die Dachformen nach 5.3.4, 5.3.6 und 6.2 festlegen. Diese gelten üblicherweise für bestimmte Örtlichkeiten, in denen der Schnee gewöhnlich zwischen den einzelnen Wetterlagen abschmilzt und in denen mäßige bis hohe Windgeschwindigkeiten während der einzelnen Wetterlagen auftreten.“

In 5.2(3)P ist

„c) Für außergewöhnliche Bemessungssituationen, in denen Schneeverwehungen die außergewöhnliche Einwirkung darstellt und Anhang B, gilt mit...“

durch Folgendes zu ersetzen:

„c) Für außergewöhnliche Bemessungssituationen, in denen Schneeverwehungen die außergewöhnliche Einwirkung darstellen, mit...“

DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12
EN 1991-1-3:2003/A1:2015 (D)

In 5.2(3)P ist

„Dabei ist

μ_i der Formbeiwert für Schneelasten (siehe 5.3 und Anhang B);“

durch Folgendes zu ersetzen:

„Dabei ist

μ_i der Formbeiwert für Schneelasten (siehe 5.3);“

6 Änderungen in „5.3.1 Allgemeines“

In 5.3.1(1) ist:

„(1) Dieser Abschnitt enthält Angaben über Formbeiwerte für Schneelastverteilungen mit und ohne Verwehungen für alle in dieser Norm angegebenen Dachformen mit Ausnahme bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen, die in Anhang B behandelt sind.“

durch Folgendes zu ersetzen:

„(1) 5.3 enthält Angaben über Formbeiwerte für Schneelastverteilungen mit und ohne Verwehungen für alle in dieser Norm angegebenen Dachformen mit Ausnahme bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen.

ANMERKUNG Sofern außergewöhnliche Schneeverwehungen zu erwarten sind (siehe 3.3 und 5.2) darf der Nationale Anhang die Lastanordnungen bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen oder die Anwendung von Anhang B festlegen.“

Am Ende von 5.3.1(3) ist „in Bild 5.1“ durch „in Tabelle 5.2“ zu ersetzen.

Am Ende von 5.3.1(3) sind die nachfolgende Tabelle 5.2 und Anmerkung zu ergänzen:

„

Tabelle 5.2 — Formbeiwerte für Schneelasten

Neigungswinkel des Pultdachs α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha / 30$	1,6	--

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf den Wert $\mu_1(0^\circ)$ festlegen. Der empfohlene Wert ist $\mu_1(0^\circ) = 0,8$.“

7 Änderungen in „5.3.2 Pultdächer“

In 5.3.2(1) ist

„(1) Der Formbeiwert für Schneelasten, μ_1 , der für Pultdächer verwendet werden sollte, ist in Tabelle 5.2 angegeben und in den Bildern 5.1 und 5.2 dargestellt.“

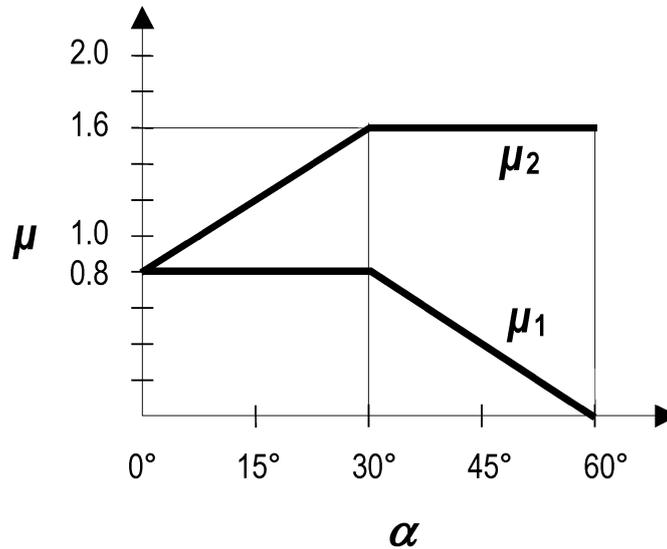


Bild 5.1 — Formbeiwerte für Schneelasten“.

zu ersetzen durch:

„(1) Der Formbeiwert für Schneelasten, $\mu_1(\alpha)$, der für Pultdächer verwendet werden sollte, ist in Tabelle 5.2 angegeben und die zugehörige Lastverteilung ist in Bild 5.1 dargestellt.“

Nach 5.3.2(2) ist Folgendes zu streichen:

„Tabelle 5.2 — Formbeiwerte für Schneelasten

Neigungswinkel des Pultdachs α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

In 5.3.2(3) ist

„(3) Sowohl für unverwehte als auch für verwehte Lastverteilung gilt die Lastanordnung nach Bild 5.2.“

zu ersetzen durch:

„(3) Die Lastanordnung nach Bild 5.1 sollte für unverwehte und verwehte Lastverteilungen verwendet werden, es sei denn, dass die verwehte Lastverteilung für lokale/bestimmte Bedingungen festgelegt ist.

ANMERKUNG Eine alternative Lastverteilung für Schneeverwehungen darf im Nationalen Anhang auf der Grundlage örtlicher oder bestimmter Verhältnisse festgelegt werden.“

DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12
EN 1991-1-3:2003/A1:2015 (D)

In 5.3.2(3) ist

„

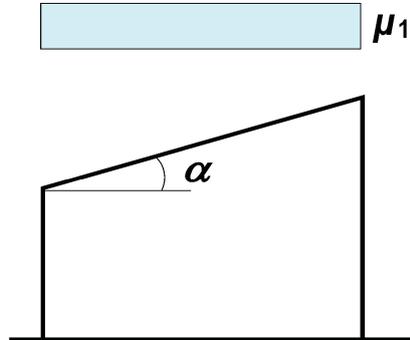


Bild 5.2 — Formbeiwerte für Schneelasten auf Pultdächern“

zu ersetzen durch:

„

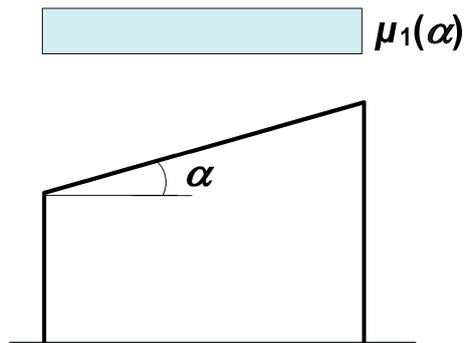


Bild 5.1 — Formbeiwerte für Schneelasten auf Pultdächern“

8 Änderung in „5.3.3 Satteldächer“

In 5.3.3(1) ist „... in Bild 5.3 angegeben, wobei die Werte für μ_1 in Tabelle 5.2 angegeben und in Bild 5.1 dargestellt sind.“ zu ersetzen durch „ ... in Bild 5.2 angegeben, wobei die Werte für $\mu_2(\alpha)$ in Tabelle 5.2 angegeben sind.“

In 5.3.3(2) ist

„

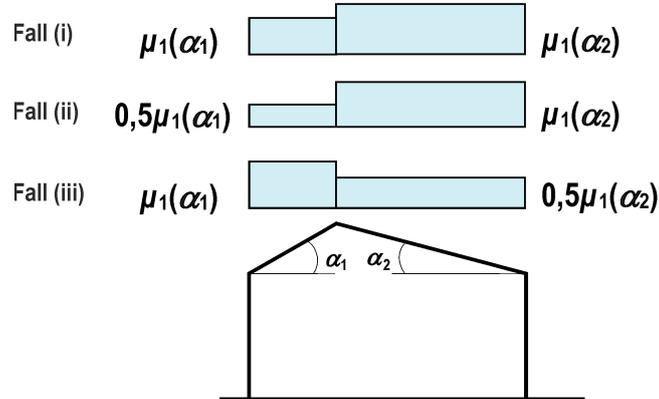
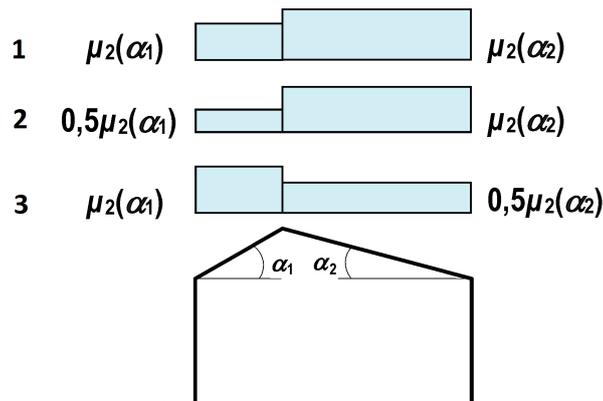


Bild 5.3 — Formbeiwerte für Schneelasten auf Satteldächern“

zu ersetzen durch:

„



Legende

- 1 Fall (i)
- 2 Fall (ii)
- 3 Fall (iii)

Bild 5.2 — Formbeiwerte für Schneelasten auf Satteldächern“

In 5.3.3(3) ist „nach Bild 5.3“ durch „nach Bild 5.2“ zu ersetzen.

In 5.3.3(4) ist „nach Bild 5.3“ durch „nach Bild 5.2“ zu ersetzen.

9 Änderung in „5.3.4 Scheddächer“

In 5.3.4(1) ist „in Bild 5.4 dargestellt“ durch „in Bild 5.3 dargestellt“ zu ersetzen.

In 5.3.4(2) ist „in Bild 5.4 dargestellt“ durch „in Bild 5.3 dargestellt“ zu ersetzen.

In 5.3.4(3) ist „in Bild 5.4 dargestellt“ durch „in Bild 5.3 dargestellt“ zu ersetzen.

DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12
EN 1991-1-3:2003/A1:2015 (D)

In 5.3.4(3) ist

„ANMERKUNG Wenn der Nationale Anhang es zulässt, darf Anhang B für die Ermittlung der Last infolge Verwehungen verwendet werden.“

durch Folgendes zu ersetzen:

„ANMERKUNG Sofern außergewöhnliche Schneeverwehungen zu erwarten sind (siehe 3.3 und 5.2) darf der Nationale Anhang die Lastanordnungen bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen oder die Verwendung von Anhang B festlegen.“

In 5.3.4(3) ist

”

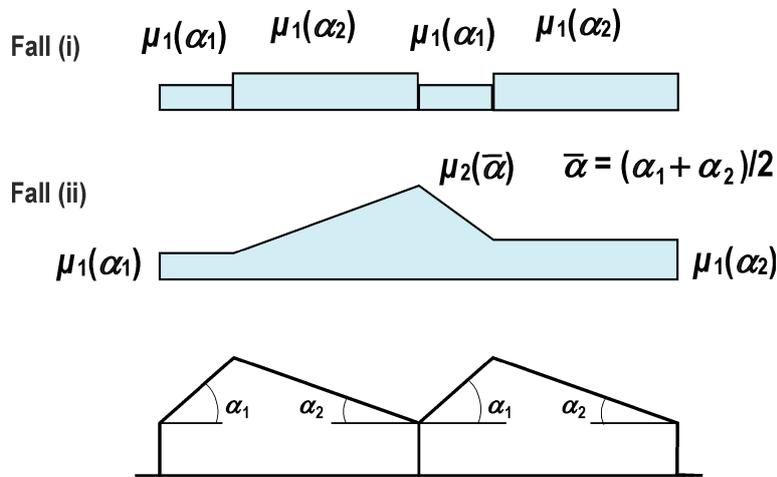
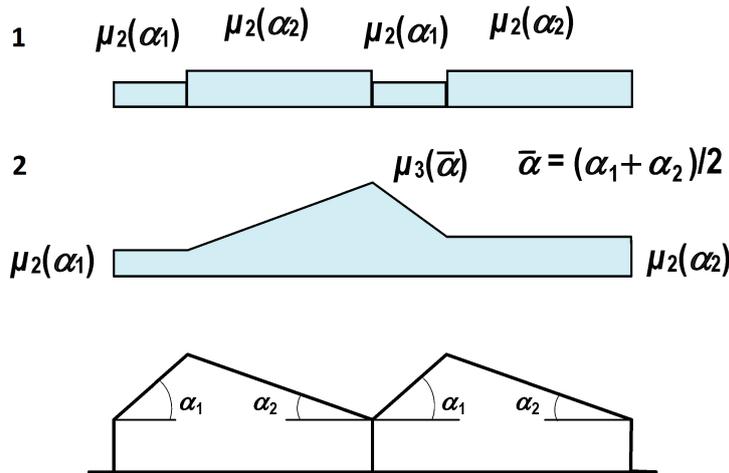


Bild 5.4 — Formbeiwerte für Schneelasten auf Scheddächern“

zu ersetzen durch:

”



Legende

- 1 Fall (i)
- 2 Fall (ii)

Bild 5.3 — Formbeiwerte für Schneelasten auf Scheddächern“.

10 Änderung in „5.3.5 Tonnendächer“

In 5.3.5(1) ist „(siehe auch Bild 5.6)“ zu ersetzen durch „(siehe auch Bild 5.5)“.

In 5.3.5(1) ist

$$\text{„Für } \beta > 60^\circ, \mu_3 = 0 \quad (5.4)\text{“}$$

zu ersetzen durch:

$$\text{„Für } \beta > 60^\circ, \mu_4 = 0 \quad (5.4)\text{“}$$

In 5.3.5(1) ist

$$\text{„Für } \beta \leq 60^\circ, \mu_3 = 0,2 + 10 h/b \quad (5.5)\text{“}$$

zu ersetzen durch:

$$\text{„Für } \beta \leq 60^\circ, \mu_4 = 0,2 + 10 h/b \quad (5.5)\text{“}$$

In 5.3.5(1) ist

„Ein oberer Wert für μ_3 sollte festgelegt werden.“

ANMERKUNG 1 Der obere Wert für μ_3 darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Der empfohlene obere Wert ist $\mu_3 = 2,0$ (siehe Bild 5.5).

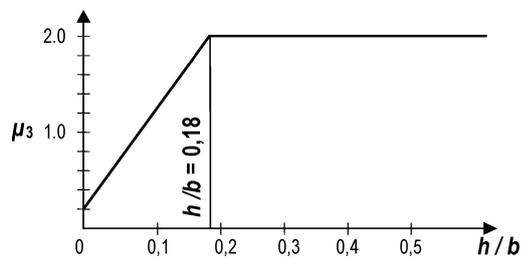


Bild 5.5 — Formbeiwert für Schneelasten auf Tonnendächern für unterschiedliche Höhen/Spalten-Verhältnisse (für $\beta \leq 60^\circ$)“.

zu ersetzen durch:

„Ein oberer Wert für μ_4 sollte festgelegt werden.“

ANMERKUNG 1 Der obere Wert für μ_4 darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Der empfohlene obere Wert ist $\mu_4 = 2,0$ (siehe Bild 5.4).

DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12
EN 1991-1-3:2003/A1:2015 (D)

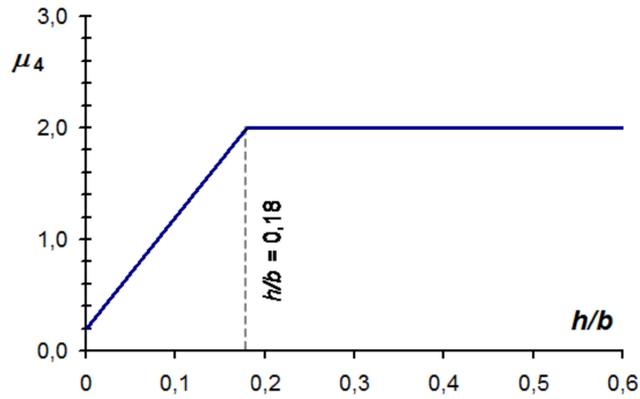


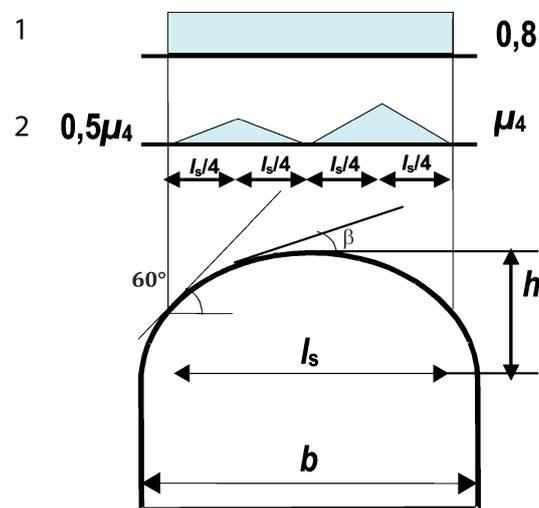
Bild 5.4 — Empfohlener Formbeiwert für Schneelasten auf Tonnendächern für unterschiedliche Höhen/ Spannweiten-Verhältnisse (für $\beta \leq 60^\circ$)“

In 5.3.5(2) ist „nach Bild 5.6“ durch „nach Bild 5.5“ zu ersetzen.

In 5.3.5(3) ist „nach Bild 5.6“ durch „nach Bild 5.5“ zu ersetzen.

In der Bildunterschrift von Bild 5.6 ist „Bild 5.6“ durch „Bild 5.5“ zu ersetzen.

Das Bild 5.6 ist durch folgendes Bild (neues Bild 5.5) zu ersetzen:



Legende

- 1 Fall (i)
- 2 Fall (ii)

Bild 5.5 — Formbeiwert für Schneelasten auf Tonnendächern

11 Änderungen in „5.3.6 Höhengsprünge an Dächern“

In 5.3.6(1) ist „nach Bild 5.7“ durch „nach Bild 5.6“ zu ersetzen.

In 5.3.6(1), Anmerkung 3, ist „(siehe Bild 5.7)“ durch „(siehe Bild 5.6)“ zu ersetzen.

In 5.3.6(2) ist „nach Bild 5.7“ durch „nach Bild 5.6“ zu ersetzen.

Anmerkung zu 5.3.6(3):

„ANMERKUNG Falls es der Nationale Anhang zulässt, darf Anhang B für die Ermittlung der Last bei verwehtem Schnee verwendet werden.“

ist zu ersetzen durch:

„ANMERKUNG Sofern außergewöhnliche Schneeverwehungen zu erwarten sind (siehe 3.3 und 5.2) darf der Nationale Anhang die Lastanordnungen bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen oder die Verwendung von Anhang B festlegen.“

In 5.3.6(3) ist „nach Bild 5.7“ durch „nach Bild 5.6“ zu ersetzen.

In der Bildunterschrift von Bild 5.7 ist „Bild 5.7“ durch „Bild 5.6“ zu ersetzen.

12 Änderung in „6.2 Verwehungen an Wänden und Aufbauten“

Anmerkung zu 6.2(2):

„ANMERKUNG Wenn es der Nationale Anhang zulässt, darf Anhang B dazu verwendet werden, den Lastfall infolge Schneeverwehung zu ermitteln.“

ist zu ersetzen durch:

„ANMERKUNG Sofern außergewöhnliche Schneeverwehungen zu erwarten sind (siehe 3.3) darf der Nationale Anhang die Lastanordnungen bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen oder die Verwendung von Anhang B festlegen.“

13 Änderung in „Anhang B (normativ) Formbeiwerte für Schneelasten bei außergewöhnlichen Schneeverwehungen“

Im Titel des Anhangs ist „(normativ)“ durch „(informativ)“ zu ersetzen.

DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12
EN 1991-1-3:2003/A1:2015 (D)

14 Änderung in „Anhang C (informativ) Europäische Karte für Schneelasten auf dem Boden“

Anmerkung zu C(1):

„ANMERKUNG Schneekarten von CEN-Mitgliedern, die nicht direkt an den Arbeiten der zuständigen Forschungsgruppe beteiligt waren, sind in Abschnitte C(5) Tschechische Republik, C(6) Island und C(7) Polen dieses Anhangs enthalten.“

ist zu ersetzen durch:

„ANMERKUNG Schneekarten von CEN-Mitgliedern, die nicht direkt an den Arbeiten der zuständigen Forschungsgruppe beteiligt waren, sind in den Abschnitten C(5), Island und C(6) Polen dieses Anhangs enthalten.“

Der Absatz C(5):

„(5) Die Karte in Bild C.11 wurde von den tschechischen Behörden zur Verfügung gestellt.“

ist zu streichen.

Der Absatz C(6):

„(6) Die Karte in Bild C.12 wurde von den isländischen Behörden zur Verfügung gestellt.“

ist zu ersetzen durch:

„(5) Die Karte in Bild C.11 wurde von den isländischen Behörden zur Verfügung gestellt.“

Der Absatz C(7):

„(7) Die Karte in Bild C.13 wurde von den polnischen Behörden zur Verfügung gestellt.“

ist zu ersetzen durch:

„(6) Die Karte in Bild C.12 wurde von den polnischen Behörden zur Verfügung gestellt.“

Bild C.11 ist zu entfernen.

„Bild C.12“ *ist in* „Bild C.11“ *umzunummieren.*

„Bild C.13“ *ist in* „Bild C.12“ *umzunummieren.*

DIN EN 1991-1-3/NA

ICS 91.010.30

Ersatz für
DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke –
Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 1: Actions on structures –
Part 1-3: General actions – Snow loads

Annexe national –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 1: Actions sur les structures –
Partie 1-3: Actions générales – Charges de neige

Gesamtumfang 22 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)
DIN-Normenausschuss Heiz- und Raumluftechnik sowie deren Sicherheit (NHRS)

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04**Inhalt**

Seite

Vorwort	3
NA.1 Anwendungsbereich	4
NA.2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12	4
NA 2.1 Allgemeines	4
NA 2.2 Nationale Festlegungen	4
1 Allgemeines	4
1.1 Anwendungsbereich	4
2 Klassifikation von Einwirkungen	5
3 Bemessungssituation	5
3.3 Außergewöhnliche Verhältnisse	5
4 Schneelast auf dem Boden	5
4.1 Charakteristische Werte	5
4.2 Weitere repräsentative Werte	8
4.3 Behandlung von außergewöhnlichen Schneelasten auf dem Boden	9
5 Schneelast auf Dächern	9
5.2 Lastanordnung	9
5.3 Formbeiwerte für Dächer	9
5.3.1 Allgemeines	9
5.3.2 Pultdächer	11
5.3.3 Satteldächer	11
5.3.4 Scheddächer	11
5.3.5 Tonnendächer	12
5.3.6 Höhensprünge an Dächern	12
6 Örtliche Effekte	13
6.2 Verwehungen an Wänden und Aufbauten	13
6.3 Schneeüberhang an Dachtraufen	13
6.4 Schneelasten an Schneefanggittern und Dachaufbauten	14
NCI Anhang NA.F (informativ) Eislasten	15
NA.F.1 Allgemeines	15
NA.F.2 Vereisungsklassen	15
NA.F.2.1 Allgemeines	15
NA.F.2.2 Vereisungsklassen G	15
NA.F.2.3 Vereisungsklassen R	16
NA.F.3 Vereisungsklassen in Deutschland	18
NA.F.3.1 Bauteile auf Geländehöhe	18
NA.F.3.2 Eisansatz in größeren Höhen über Gelände	20
NA.F.3.3 Windlast auf vereiste Baukörper	20
Literaturhinweise	22

Vorwort

Diese Norm wurde vom Arbeitsausschuss NA 005-51-02 AA „Einwirkungen auf Bauten (SpA zu CEN/TC 250/SC 1)“ im DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau) erarbeitet.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. DIN ist nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12, „Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen — Schneelasten“.

Die Europäische Norm EN 1991-1-3 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: *Nationally determined parameters*, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser Nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12 (en: *Non-contradictory complementary information*, NCI).

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Anpassung an DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12, redaktionell überarbeitet;
- b) Schneelasten auf großen Dächern sowie für aufgeständerte Solarthermie- und Photovoltaikanlagen ergänzt;
- c) Anhang NA.F „Eislasten“ aufgenommen, der den informativen Anhang A von DIN 1055-5:2005-07 wiedergibt.

Frühere Ausgaben

DIN 1055-5: 1936xx-12, 1975-06, 2005-07
DIN 1055/A1: 1994-04
DIN EN 1991-1-3/NA: 2010-12

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04

NA.1 Anwendungsbereich

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für die Grundsätze zur Bestimmung der Werte von Schneelasten für die Berechnung und Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauten, die bei der Anwendung von DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12.

NA.2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12

NA 2.1 Allgemeines

DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12 weisen an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen (NDP) aus:

- 1.1(2), 1.1.(3), 1.1.(4)
- 2(3), 2(4)
- 3.3(1), 3.3(2), 3.3(3)
- 4.1(1), 4.1(2), 4.2(1), 4.3(1)
- 5.2(2), 5.2(5), 5.2(6), 5.2(7), 5.2(8), 5.3.1(1) Anmerkung zu Tabelle 5.2, 5.3.2(3), 5.3.3(4), 5.3.4(3), 5.3.4(4), 5.3.5(1), 5.3.5(3), 5.3.6(1), 5.3.6(3)
- 6.2(2), 6.3(1), 6.3(2)
- A(1) (in Tabelle A.1)

Darüber hinaus enthält NA 2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12. Diese sind durch ein vorangestelltes „NCI“ gekennzeichnet.

- 5.3.1(2),
- 6.4(1),
- Anhang NA.F.

NA 2.2 Nationale Festlegungen

ANMERKUNG Die nachfolgende Nummerierung und die Überschriften entsprechen denjenigen von DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12.

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

NDP zu 1.1(2)

Für Bauten in einer Höhenlage von mehr als 1 500 m müssen in jedem Einzelfall von der zuständigen Behörde entsprechende Rechenwerte festgelegt werden.

NDP zu 1.1(3)

Es gelten die Regelungen nach Anhang A für übliche örtliche Gegebenheiten Fall A, für außergewöhnliche Bedingungen Fall B1.

NDP zu 1.1(4)

Anhang B ist in Deutschland nicht anzuwenden.

ANMERKUNG Der im Titel von Anhang B verwendete Begriff „außergewöhnliche Schneeverwehungen“ bezieht sich nicht auf eine Bemessungssituation nach DIN EN 1990:2002-10, 4.1.1(2).

2 Klassifikation von Einwirkungen**NDP zu 2(3)**

siehe NDP zu 4.3(1)

NDP zu 2(4)

Schneeverwehungen sind nach diesem Nationalen Anhang keine außergewöhnlichen Einwirkungen. Die untere und obere Begrenzung von Schneeverwehungen bei außergewöhnlichen Schneelastansätzen nach 4.3 wird im NDP zu 5.3.6(1) und im NDP zu 6.2(2) behandelt.

3 Bemessungssituation**3.3 Außergewöhnliche Verhältnisse****NDP zu 3.3(1)**

Wo die zuständigen Stellen örtlich außergewöhnliche Schneelasten festlegen [siehe nationale Regelung zu 4.3(1)], ist auch für die besonderen örtlichen Effekte nach DIN EN 1991-1-3:2010-12, Abschnitt 6 in Verbindung mit DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12 die Bemessungssituation nach 3.3(1) (im Anhang A als Fall B1 bezeichnet) zugrunde zu legen.

NDP zu 3.3(2)

siehe NDP zu 1.1(4) und NDP zu 2(4)

NDP zu 3.3(3)

siehe NDP zu 1.1(4) und NDP zu 2(4)

4 Schneelast auf dem Boden**4.1 Charakteristische Werte****NDP zu 4.1(1)**

Die charakteristischen Werte für Schneelasten auf dem Boden werden für regionale Zonen (Schneelastzonen) ermittelt.

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04

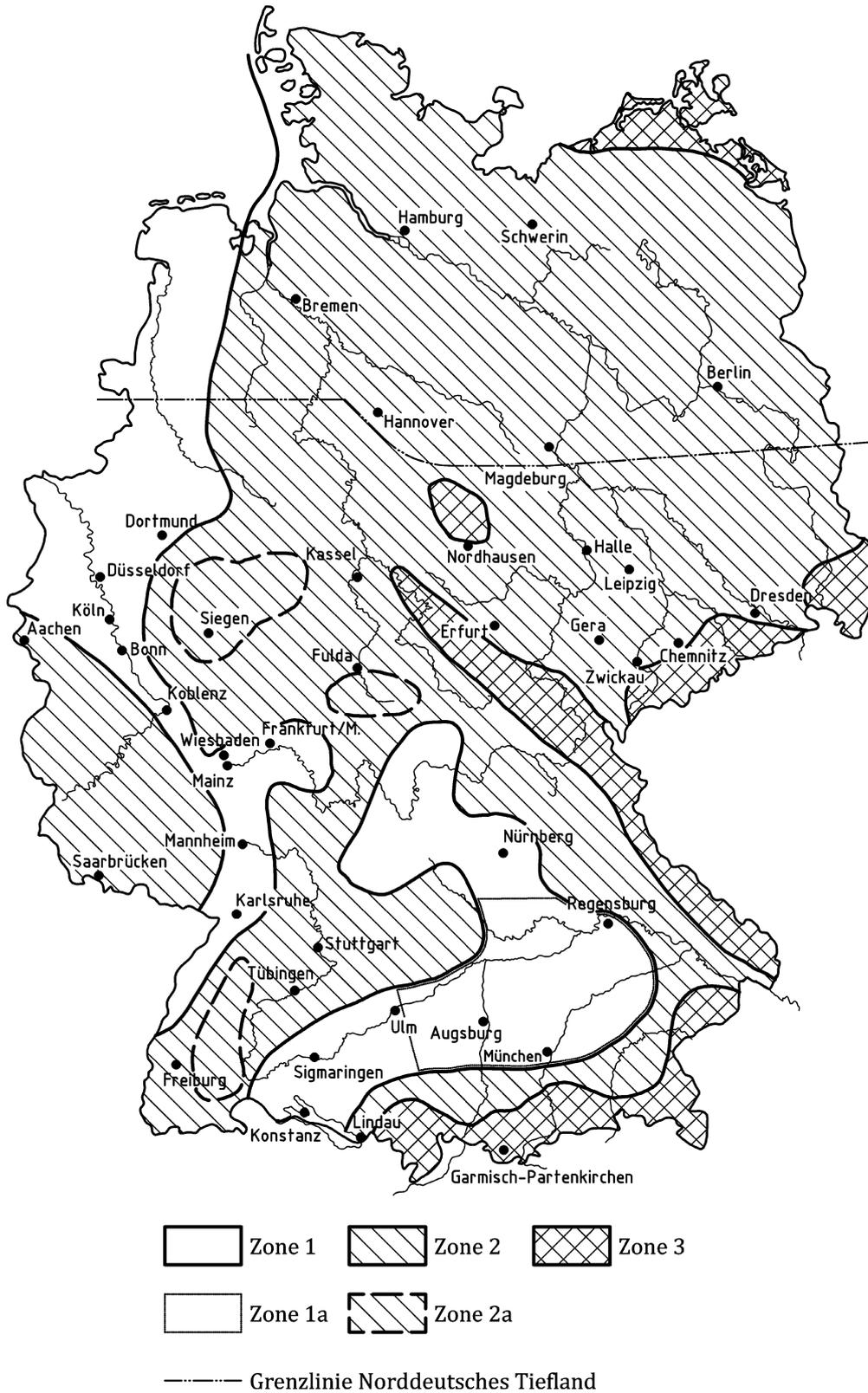


Bild NA.1 — Schneelastzonenkarte

Hinsichtlich der genaueren Zuordnung der Schneelastzonen und des Bereichs des „Norddeutschen Tieflands“ nach Verwaltungsgrenzen wird auf die Tabelle „Zuordnung der Schneelastzonen nach Verwaltungsgrenzen“ hingewiesen.

ANMERKUNG Die Tabelle „Zuordnung der Schneelastzonen nach Verwaltungsgrenzen“ ist über <http://www.is-argebau.de> oder <http://www.dibt.de> abrufbar.

In den Zonen 1 bis 3 sind die charakteristischen Werte der Schneelasten auf dem Boden in Abhängigkeit von der Schneelastzone und der Geländehöhe über dem Meeresniveau nach Gleichung (NA.1) bis Gleichung (NA.3) zu berechnen.

Die charakteristischen Werte in den Zonen 1a und 2a ergeben sich jeweils durch Erhöhung der Werte aus den Zonen 1 und 2 mit dem Faktor 1,25. Die Sockelbeträge (siehe Bild NA.2) werden in gleicher Weise angehoben.

Zone 1:

$$s_k = 0,19 + 0,91 \times \left(\frac{A + 140}{760} \right)^2 \quad (\text{NA.1})$$

Zone 2:

$$s_k = 0,25 + 1,91 \times \left(\frac{A + 140}{760} \right)^2 \quad (\text{NA.2})$$

Zone 3:

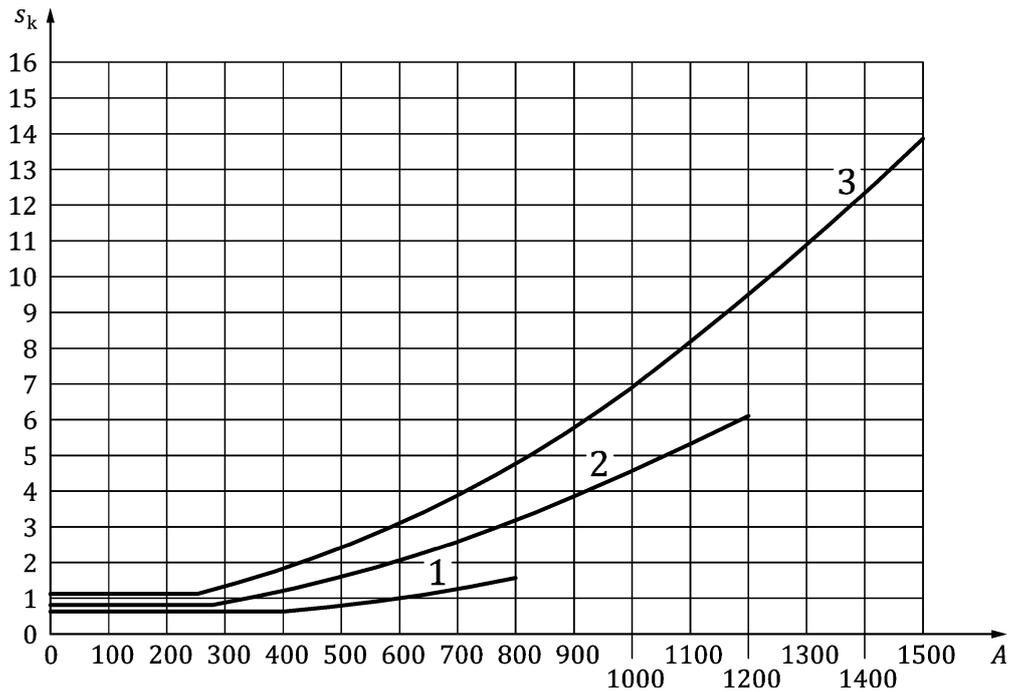
$$s_k = 0,31 + 2,91 \times \left(\frac{A + 140}{760} \right)^2 \quad (\text{NA.3})$$

Dabei ist

s_k der charakteristische Wert der Schneelast auf dem Boden, in kN/m^2 ;

A die Geländehöhe über Meeresniveau, in m.

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04

**Legende**

- 1 Zone 1
2 Zone 2
3 Zone 3

Sockelbeträge (Mindestwerte):

- Zone 1 0,65 kN/m² (bis 400 m ü. d. M.)
Zone 2 0,85 kN/m² (bis 285 m ü. d. M.)
Zone 3 1,10 kN/m² (bis 255 m ü. d. M.)

A Höhe über dem Meeresniveau in m

s_k Schneelast in kN/m²

Bild NA.2 — Charakteristischer Wert der Schneelast s_k auf dem Boden

Für bestimmte Lagen der Schneelastzone 3 können sich höhere Werte als nach Gleichung (NA.3) ergeben. Informationen über die Schneelast in diesen Lagen sind von den örtlichen, zuständigen Stellen einzuholen.

Beispielhaft können folgende Gebiete benannt werden:

- Oberharz;
- Hochlagen des Fichtelgebirges;
- Bayerischer Wald;

4.2 Weitere repräsentative Werte**NDP zu 4.2(1)**

Es gelten die empfohlenen Werte.

4.3 Behandlung von außergewöhnlichen Schneelasten auf dem Boden

NDP zu 4.3(1)

Im norddeutschen Tiefland wurden in seltenen Fällen Schneelasten bis zum mehrfachen der rechnerischen Werte gemessen. Die zuständige Behörde kann in den betroffenen Regionen die Rechenwerte festlegen, die dann zusätzlich nach DIN EN 1990 als außergewöhnliche Einwirkungen zu berücksichtigen sind.

Für C_{esl} gilt der Wert 2,3, soweit die örtlichen Behörden keine anderen Werte festsetzen.

5 Schneelast auf Dächern

5.2 Lastanordnung

NDP zu 5.2(2)

siehe NDP zu 1.1(4)

NDP zu 5.2(5)

Es werden keine weitergehenden nationalen Regelungen getroffen.

NDP zu 5.2(6)

Es werden keine weitergehenden nationalen Regelungen getroffen.

NDP zu 5.2(7)

Es gilt $C_e = 1,0$.

NDP zu 5.2(8)

Im Regelfall gilt $C_t = 1,0$.

5.3 Formbeiwerte für Dächer

5.3.1 Allgemeines

NDP zu 5.3.1(1)

siehe NDP zu 1.1(4) und NDP zu 2(4)

NCI zu 5.3.1(2)

Bei aufgeständerten Solarthermie- und Photovoltaikanlagen auf Dächern bis 10° Neigung dürfen die Formbeiwerte vereinfacht für das Dach nach Bild NA.3 und Gleichung (NA.4) angesetzt werden.

Für Anlagenhöhen $h \leq 0,5$ m gilt:

$$\mu_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \\ \gamma \times \frac{h}{s_k}; \text{ jedoch nicht weniger als } \mu_1 \text{ bzw. } \mu_2 \end{array} \right. \quad (\text{NA.4})$$

Dabei ist

γ die Wichte des Schnees, die für diese Berechnung zu 2 kN/m³ angenommen werden kann.

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04

Im Falle außergewöhnlicher Einwirkungen nach 3.3(1) (norddeutsches Tiefland) gilt für Gleichung (NA.4)

$$\mu_5 = \min \left\{ \gamma \times \frac{h}{s_{Ad}}; \text{ jedoch nicht weniger als } \mu_1 \text{ bzw. } \mu_2 \right\} \cdot 1,0$$

Bei Anlagenhöhen mit $h > 0,5$ m ist zur Berücksichtigung der Verwehung μ_5 um 10 % zu erhöhen.

Die Verwehungslänge ist nach Bild NA.3 zu bestimmen und beträgt:

$$l_s = l_1 + 2 \times h$$

Dabei ist für l_1 jeweils die Abmessung der Belegungsfläche in Länge und Breite zu berücksichtigen.

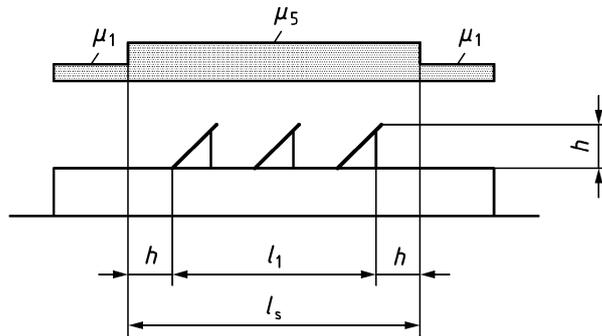


Bild NA.3 — Formbeiwerte und Verwehungslängen für Solarthermie- und Photovoltaikanlagen

NDP zu 5.3.1(3)

Anstelle DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12, Tabelle 5.2 ist folgende Tabelle NA.1 anzuwenden.

Tabelle NA.1 — Formbeiwerte für Schneelasten

Neigungswinkel α der Dachfläche	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) = 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha / 30^\circ$	1,6	1,6

Bei Dächern mit Neigungen $\leq 30^\circ$, deren kleinste Grundrissabmessung mehr als 50 m beträgt, ist der Formbeiwert $\mu_1(\alpha)$ oder $\mu_2(\alpha)$ nach Gleichung (NA.5) zu bestimmen:

$$\mu_1(\alpha) = \mu_2(\alpha) = 0,80 + 0,20 \times \frac{(B - 50)}{200} \leq 1,0 \quad (\text{NA.5})$$

Dabei ist

B die geringere der beiden Grundrissabmessungen des Daches.

5.3.2 Pultdächer

NDP zu 5.3.2(3)

siehe NDP zu 1.1(4) und NDP zu 2(4)

5.3.3 Satteldächer

NDP zu 5.3.3(4)

Es gelten die Regelungen nach DIN EN 1991-1-3.

5.3.4 Scheddächer

NDP zu 5.3.4(3)

Es werden keine weitergehenden nationalen Regelungen getroffen.

NCI zu 5.3.4(4)

Die Formbeiwerte für gereigte Dächer sind je nach maßgebender Dachneigung der Tabelle NA.1 zu entnehmen; statt der Formbeiwerte nach DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12, Bild 5.3 sind jedoch die Formbeiwerte nach Bild NA.4 anzuwenden.

Der Formbeiwert μ_3 (siehe Tabelle NA. 1) darf begrenzt werden auf :

$$\frac{\gamma \times h}{s_k} + \mu_2 \quad (\text{NA.6})$$

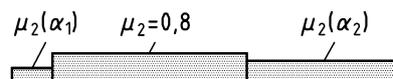
bei außergewöhnlichen Einwirkungen nach 3.3(1) (norddeutsches Tiefland) auf:

$$\frac{\gamma \times h}{s_{ad}} + \mu_2 \quad (\text{NA.7})$$

Dabei ist

γ die Wichte des Schnees, die für diese Berechnung zu 2 kN/m^3 angenommen werden kann.

Fall (i)



Fall (ii)

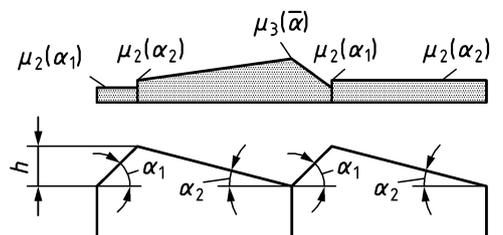


Bild NA.4 — Formbeiwerte für gereigte Satteldächer und Scheddächer

Für die Innenfelder ist dabei der mittlere Neigungswinkel $\bar{\alpha} = 0,5 (\alpha_1 + \alpha_2)$ maßgebend.

Die Schneelast auf steil stehende Fensterflächen oder auf angrenzende Bauteile kann sinngemäß nach 6.4 ermittelt werden.

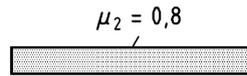
DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04**5.3.5 Tonnendächer****NDP zu 5.3.5(1)**

Formbeiwerte für Schneelasten sind Bild NA.5 zu entnehmen.

NDP zu 5.3.5(3)

Für verwehten Schnee gilt die Lastverteilung nach Bild NA.5, Fall (ii).

Fall (i)



Fall (ii)

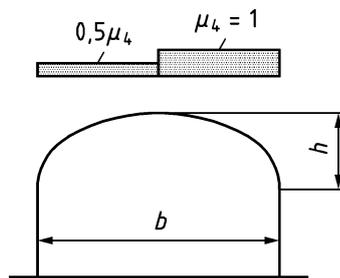


Bild NA.5 — Formbeiwerte für Schneelasten auf Tonnendächern

5.3.6 Höhengsprünge an Dächern**NDP zu 5.3.6(1), Anmerkung 1**

μ_w ist für Höhengsprünge $h > 0,5$ m zu berücksichtigen.

Im Falle von außergewöhnlichen Einwirkungen nach 4.3(1) (norddeutsches Tiefland) muss er nicht größer angesetzt werden als

$$\mu_w = \frac{\gamma \times h}{s_{ad}} \quad (\text{NA.8})$$

Für die Summe $\mu_w + \mu_s$ gilt

$$0,8 \leq \mu_w + \mu_s \leq 2,4 \quad (\text{NA.9})$$

Bei seitlich offenen und für die Räumung zugänglichen Vordächern ($b_2 \leq 3$ m) braucht unabhängig von der Größe des Höhengsprunges nur die ständige/vorübergehende Bemessungssituation betrachtet zu werden. Dabei gilt die Begrenzung:

$$0,8 \leq \mu_w + \mu_s \leq 2 \quad (\text{NA.10})$$

Für die alpine Region nach DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12, Bild C.2, gilt für Schneelasten $s_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ die obere Begrenzung

$$\mu_w + \mu_s \leq \frac{6,45}{s_k^{0,9}}, \text{ mindestens jedoch } 1,2. \quad (\text{NA.11})$$

Bei Anordnung von Schneefanggittern oder vergleichbaren Einrichtungen darf auf den Ansatz von μ_s verzichtet werden.

NDP zu 5.3.6(1), Anmerkung 2

Es gelten die empfohlenen Werte.

NDP zu 5.3.6(1), Anmerkung 3

Es gilt das empfohlene Verfahren.

NDP zu 5.3.6(3)

siehe NDP zu 1.1(4)

6 Örtliche Effekte

6.2 Verwehungen an Wänden und Aufbauten

NDP zu 6.2(2)

siehe NDP zu 1.1(4)

Im Falle außergewöhnlicher Einwirkungen nach 4.3(1) (norddeutsches Tiefland) gilt:

$$\mu_2 = \frac{\gamma \times h}{s_{ad}} \quad (\text{NA.12})$$

Wände und Aufbauten mit einer Ansichtsfläche unter 1 m^2 oder einer Höhe unter $0,5 \text{ m}$ brauchen nicht berücksichtigt werden.

6.3 Schneeüberhang an Dachtraufen

NDP zu 6.3(1)

Der Nachweis auskragender Dachteile für die Trauflast ist unabhängig von der Höhenlage des Bauortes zu führen.

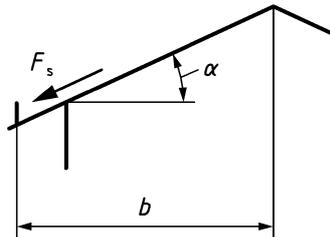
NDP zu 6.3(2)

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04

Der Beiwert k für die Form des Überhanges darf in Deutschland mit $k = 0,4$ abgemindert werden. Sofern über die Dachfläche verteilt Schneefanggitter oder vergleichbare Einrichtungen angeordnet werden, die das Abgleiten von Schnee wirksam verhindern und nach 6.4 bemessen sind, kann auf den Ansatz der Linienlast ganz verzichtet werden.

6.4 Schneelasten an Schneefanggittern und Dachaufbauten**NCI zu 6.4(1)**

Werden Schneefanggitter zur Reduzierung der Schneelast auf die Tragkonstruktion, z. B. Lasten aus abgleitenden Schneemassen auf tiefer liegende Dachflächen bei Höhengsprüngen (siehe 5.3.6), angeordnet oder sind Dachaufbauten vorgesehen, die abgleitende Schneemassen anstauen, so ist eine Schneelast (F_s je m Länge) nach dem folgenden Bild NA.6 anzusetzen.

**Bild NA.6 — Schneelast auf Schneefanggitter****NDP zu Anhang A (informativ):**

siehe NDP zu 1.1(4) und 4.3(1)

Nach den nationalen Regelungen zu 1.1(4), 2(4) und 4.3(1) ist für außergewöhnliche Bedingungen ausschließlich Fall B1 zutreffend. Für die Fälle B2 und B3 werden keine Regelungen getroffen.

NCI Anhang NA.F (informativ)

Eislasten

NA.F.1 Allgemeines

Die Vereisung (Eisregen oder Raueis) hängt von den meteorologischen Einflüssen wie Lufttemperatur, relative und absolute Luftfeuchtigkeit und Wind ab, die mit der Geländeform und der Geländehöhe über NN stark wechseln.

Wegen der vielfältigen Einflussfaktoren können zur Art und Stärke des Eisansatzes allgemeine Angaben nur bis zu Höhenlagen ≤ 600 m ü. NN und bis zu Bauwerkshöhen von 50 m über Gelände gemacht werden. Anhaltswerte zur Ermittlung der Lasten für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland werden für Lagen bis zu 600 m ü. NN im informativen Anhang NA.F gegeben. In allen anderen Fällen und für besonders exponierte Lagen ist bereits in der Planung in Abstimmung mit der zuständigen Behörde festzulegen, welcher Eisansatz zu berücksichtigen ist.

Bei filigranen Bauteilen kann für die Bemessung ein Eislastansatz anstelle des Schneelastansatzes maßgebend werden. Neben dem erhöhten Gewicht sollte dabei auch die größere Windangriffsfläche beachtet werden.

NA.F.2 Vereisungsklassen

NA.F.2.1 Allgemeines

Die Art des Eisansatzes hängt von den meteorologischen Bedingungen ab, die während des Vereisungsvorganges am Bauort herrschen. Für die Berechnung dürfen zwei typische Fälle entsprechend NA.F.2.2 und NA.F.2.3 klassifiziert werden.

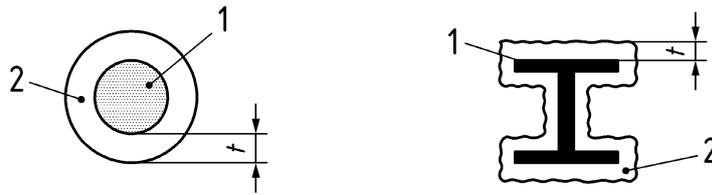
NA.F.2.2 Vereisungsklassen G

Es wird eine allseitige Ummantelung der Bauteile mit Klareis (gefrierende Nebellagen) oder Glatteis (gefrierender Regen) angenommen, die durch die Dicke der Eisschicht in Zentimeter charakterisiert ist (siehe Bild NA.F.1). So bedeutet z. B. die Vereisungsklasse G 1 einen allseitigen Eisansatz von $t = 1$ cm und entsprechend für G 2 mit $t = 2$ cm.

Für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland dürfen die Vereisungsklassen G 1 oder G 2 als maßgebend angenommen werden.

Die Eisrohichte für Klareis und Glatteis darf mit 9 kN/m^3 angesetzt werden.

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04



Legende

- 1 Bauteil
2 Eismantel

Bild NA.F.1 — Allseitiger Eismantel

NA.F.2.3 Vereisungsklassen R

Die vorherrschende Windrichtung während der Vereisung des Bauwerks führt zum Aufbau einer einseitigen, gegen den Wind anwachsenden kompakten Eisfahne. Sie ist in Tabelle NA.F.1 durch das Gewicht des an einem dünnen Stab angelagerten Eises definiert. Dies gilt für Stäbe beliebiger Querschnittsform bis zu einer Profilbreite von 300 mm (siehe [1]).

Tabelle NA.F.1 — Vereisungsklassen für Raueis

Vereisungsklasse	Eisgewicht an einem Stab ($\varnothing \leq 300$ mm) kN/m
R 1	0,005
R 2	0,009
R 3	0,016
R 4	0,028
R 5	0,050

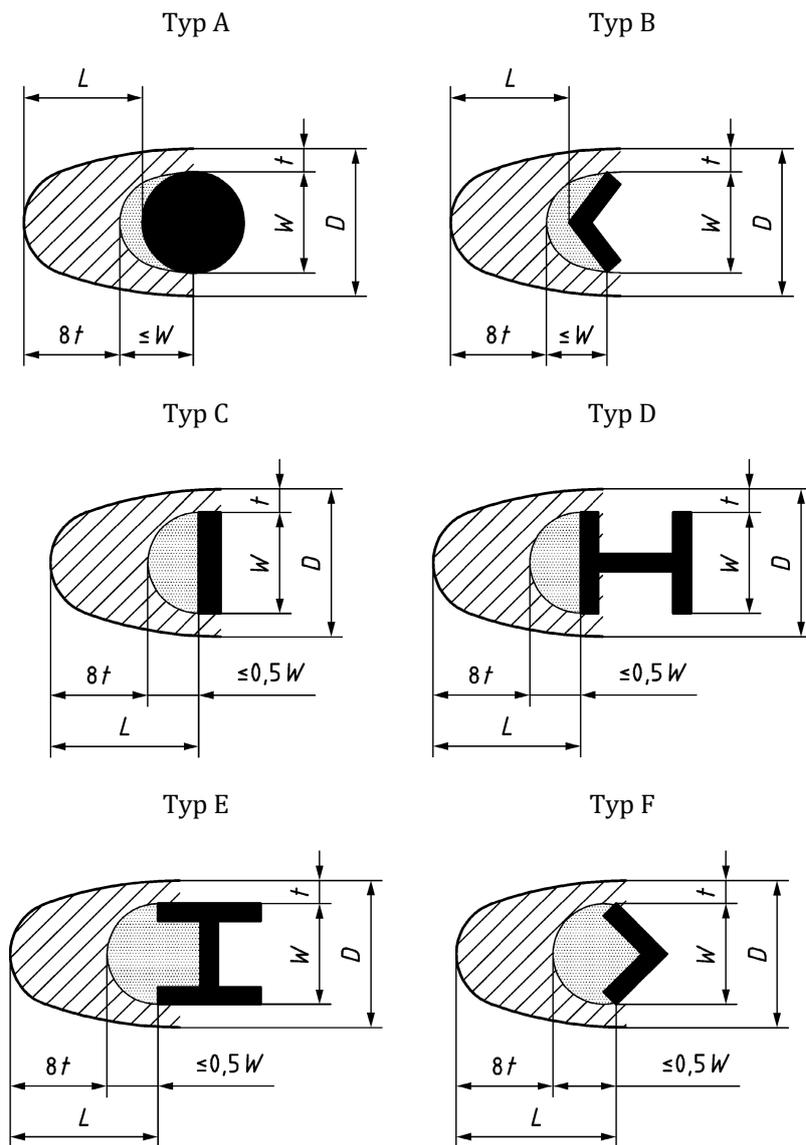
Im Flachland und bis in die unteren Lagen der Mittelgebirge der Bundesrepublik Deutschland dürfen die Vereisungsklassen R 1 bis R 3 angenommen werden. Analog zur Windgeschwindigkeit gilt das in Tabelle NA.F.1 angegebene Eisgewicht in 10 m Höhe über Gelände. Im Falle abweichender Bauteilhöhen ist der Höhenfaktor k_z nach NA.F.3.2 zu berücksichtigen.

Die Eisrohichte für Raueis darf mit 5 kN/m^3 angesetzt werden.

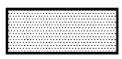
Die schematisierten Formen einer anwachsenden kompakten Eisfahne sind für nicht verdrehbare Stabquerschnitte in Bild NA.F.2 dargestellt. Bei verdrehbaren Querschnitten (z. B. Seilen) kann es durch die Rotation zu einer allseitigen Eisanlagerung (Eiswalze) kommen. Die Schichtdicke darf aus den Eisgewichten nach Tabelle NA.F.1 berechnet werden.

Mit wachsender Querschnittsbreite nimmt die Länge der Eisfahne ab, jedoch nur bis zu einer Breite von 300 mm. Für breitere Querschnitte darf der Wert für 300 mm angenommen werden, sodass sich für diese Bauteile höhere Eisgewichte je Längeneinheit ergeben. Weitere Angaben dazu sind in [1] zu finden.

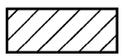
Für Fachwerke ergibt sich die Eislast als Summe der Eislasten der Einzelstäbe, wobei geometrische Überschneidungen abgezogen werden dürfen.



Legende



Phase 1; Hierbei tritt noch kein Breitenwachstum (t) ein



Phase 2; Hierbei tritt nach Abschluss der Phase 1 Breitenwachstum (t) ein

Dabei ist

- W die Breite des Stabquerschnitts ohne Vereisung in mm;
- D die Gesamtbreite des vereisten Stabes in mm;
- L die Länge der Eisfahne in windwärtiger Richtung in mm;
- t die Breite des Eisablagerungsansatzes in mm.

Bild NA.F.2 — Eisfahnen von Stäben mit unterschiedlicher Querschnittsform

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04

Die Maße der Eisfahnen für die in Bild NA.F.2 dargestellten Stabtypen dürfen der Tabelle NA.F.2 und Tabelle NA.F.3 entnommen werden (sinngemäß nach [1]).

Tabelle NA.F.2 — Eisfahnenbildung an Stäben des Typs A, B, C und D

Stabquerschnitt Typ A, B, C und D									
Stabbreite W mm		10		30		100		300	
Eisklasse	Eisgewicht kN/m	Eisfahnen mm							
		<i>L</i>	<i>D</i>	<i>L</i>	<i>D</i>	<i>L</i>	<i>D</i>	<i>L</i>	<i>D</i>
R 1	0,005	56	23	36	35	13	100	4	300
R 2	0,009	80	29	57	40	23	100	8	300
R 3	0,016	111	37	86	48	41	100	14	300

Tabelle NA.F.3 — Eisfahnenbildung an Stäben des Typs E und F

Stabquerschnitt Typ E und F									
Stabbreite W mm		10		30		100		300	
Eisklasse	Eisgewicht kN/m	Eisfahnen mm							
		<i>L</i>	<i>D</i>	<i>L</i>	<i>D</i>	<i>L</i>	<i>D</i>	<i>L</i>	<i>D</i>
R 1	0,005	55	22	29	34	0	100	0	300
R 2	0,009	79	28	51	39	0	100	0	300
R 3	0,016	111	36	81	47	9	100	0	300

NA.F.3 Vereisungsklassen in Deutschland**NA.F.3.1 Bauteile auf Geländehöhe**

Aufgrund der meteorologischen und topographischen Verhältnisse wird Deutschland nach Bild NA.F.3 in die folgenden Eiszonen unterteilt (siehe [2]).

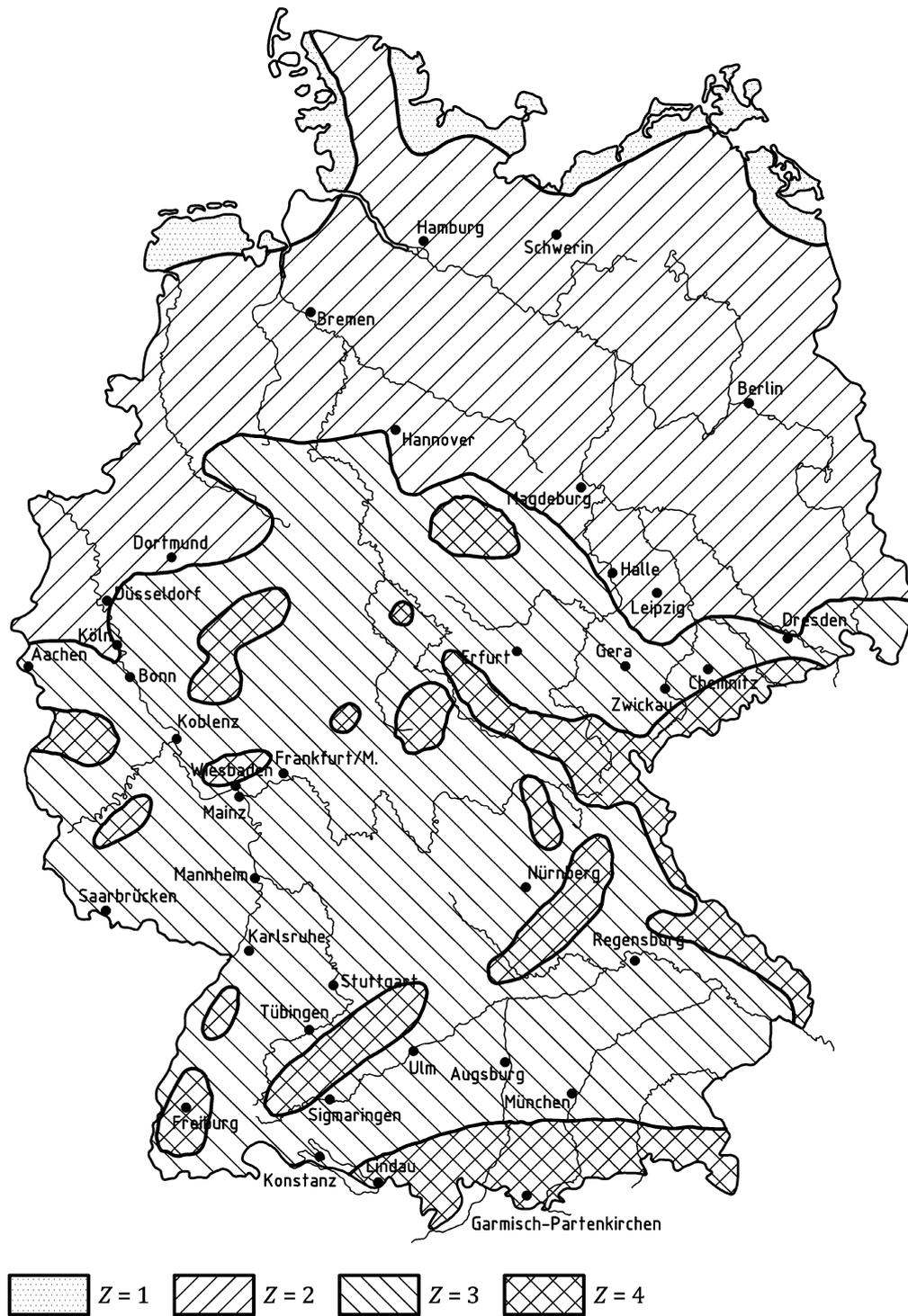


Bild NA.F.3 — Eiszonenkarte Bundesrepublik Deutschland

Für die dargestellten Zonen sollten die Vereisungsklassen entsprechend Tabelle NA.F.4 alternativ untersucht werden.

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04**Tabelle NA.F.4 — Vereisungsklassen im Gebiet der Bundesrepublik Deutschland**

Zone	Region	Vereisungsklasse
1	Küste	G 1, R 1
2	Binnenland	G 2, R 1
3	Mittelgebirge $A \leq 400$ m	R 2
4	Mittelgebirge $400 \text{ m} < A \leq 600$ m	R 3

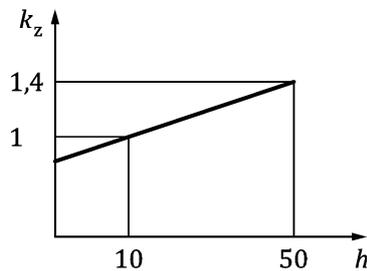
Die Vereisungsklassen decken normale Verhältnisse ab. In besonders exponierten oder gut abgeschirmten Lagen darf die maßgebende Vereisungsklasse zutreffender durch ein meteorologisches Gutachten festgelegt werden. Für Höhenlagen A oberhalb 600 m ü. NN sollte die Vereisungsklasse durch ein Gutachten in Abstimmung mit der zuständigen Behörde festgelegt werden.

NA.F.3.2 Eisansatz in größeren Höhen über Gelände

Für R-Klassen gilt, dass bedingt durch die anwachsende Windgeschwindigkeit der Eisansatz mit der Höhe über Gelände zunimmt. Für Bauteile bis $h = 50$ m über Gelände wird die Menge des Eisansatzes mit dem Höhenfaktor

$$k_z = 1 + \frac{h - 10}{100} \quad (\text{NA.F.1})$$

vergrößert (siehe Bild NA.F.4). Die Höhe h ist in Meter einzusetzen.

**Legende**

h Höhe über Gelände in m
 k_z Höhenfaktor

Bild NA.F.4 — Höhenfaktor k_z

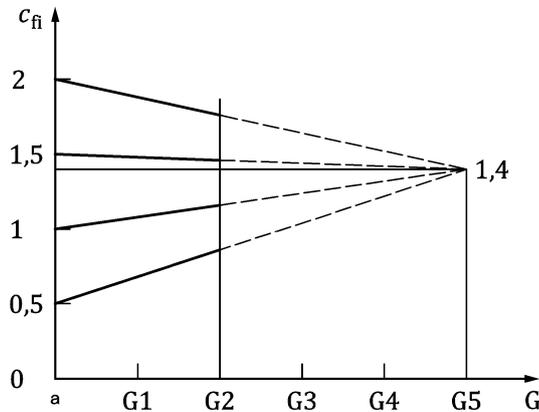
Für G-Klassen darf der Eisansatz für Bauteile mit Klareis bis zu 50 m über Gelände als gleich bleibend angesetzt werden.

NA.F.3.3 Windlast auf vereiste Baukörper

Die Windlast auf vereiste Baukörper wird nach DIN EN 1991-1-4 bestimmt.

Durch Eisansatz ändert sich die Querschnittsform der Bauteile und damit der Windkraftbeiwert und die Bezugsfläche, bei Fachwerken auch der Völligkeitsgrad. Dies ist in der Berechnung zu berücksichtigen.

In den Vereisungsklassen G sollte mit den allseitig geometrisch vergrößerten Querschnitten gerechnet werden. Ausgehend von den Windkraftbeiwerten c_{f0} ohne Eisansatz können im Bild NA.F.5 die veränderten Werte c_{fi} für Eisansatz abgelesen oder linear interpoliert werden. Die Windkraftbeiwerte tendieren mit zunehmender Vereisung auf einen einheitlichen Wert hin.



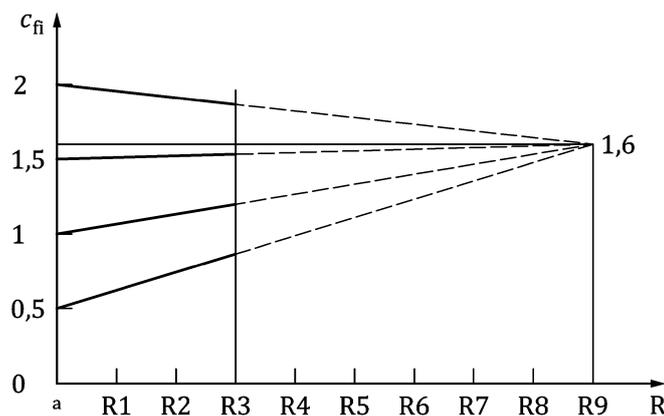
Legende

- G Vereisungsklasse
- c_{fi} Windkraftbeiwert
- a eisfrei

Bild NA.F.5 — Veränderte Windkraftbeiwerte c_{fi} bei allseitigem Eisansatz

Bei den Raueis Klassen R sollte ungünstig davon ausgegangen werden, dass der Wind quer zu den Eisfahnen bläst. Ausgehend von den Windkraftbeiwerten c_{f0} ohne Eisansatz können in Bild NA.F.6 die veränderten Werte c_{fi} für Eisansatz abgelesen oder linear interpoliert werden.

Für dünne und für stabförmige Bauglieder bis zur Breite von 300 mm können die vergrößerten Windangriffsflächen der Tabelle NA.F.2 und Tabelle NA.F.3 entnommen werden.



Legende

- R Vereisungsklasse
- c_{fi} Windkraftbeiwert
- a eisfrei

Bild NA.F.6 — Veränderte Windkraftbeiwerte c_{fi} bei Raueis

Für Bauteile mit einer Breite über 300 mm lassen sich die durch Eisansatz veränderten Windkraftbeiwerte nach [1] abschätzen.

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04

Literaturhinweise

- [1] ISO 12494, *Atmospheric icing of structures*

DIN EN 1992-4**DIN**

ICS 91.010.30; 91.080.40

Ersatzvermerk
siehe unten

**Eurocode 2 –
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken –
Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton;
Deutsche Fassung EN 1992-4:2018**

Eurocode 2 –
Design of concrete structures –
Part 4: Design of fastenings for use in concrete;
German version EN 1992-4:2018

Eurocode 2 –
Calcul des structures en béton –
Partie 4: Conception et calcul des éléments de fixation pour béton;
Version allemande EN 1992-4:2018

Ersatzvermerk

Ersatz für DIN CEN/TS 1992-4-1 (DIN SPEC 1021-4-1):2009-08, DIN CEN/TS 1992-4-2
(DIN SPEC 1021-4-2):2009-08, DIN CEN/TS 1992-4-3 (DIN SPEC 1021-4-3):2009-08, DIN CEN/TS 1992-4-4
(DIN SPEC 1021-4-4):2009-08 und DIN CEN/TS 1992-4-5 (DIN SPEC 1021-4-5):2009-08

Gesamtumfang 139 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1992-4:2019-04**Nationales Vorwort**

Dieses Dokument (EN 1992-4:2018) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Das zuständige deutsche Gremium ist der Arbeitskreis NA 005-07-01-01 AK „Befestigungsmittel (SpA zu CEN/TC 250/SC 2/WG 2)“ im DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau).

Dieses Dokument enthält eine Nationale Fußnote (zu 6.2.1(1)).

Änderungen

Gegenüber DIN CEN/TS 1992-4-1 (DIN SPEC 1021-4-1):2009-08, DIN CEN/TS 1992-4-2 (DIN SPEC 1021-4-2):2009-08, DIN CEN/TS 1992-4-3 (DIN SPEC 1021-4-3):2009-08, DIN CEN/TS 1992-4-4 (DIN SPEC 1021-4-4):2009-08 und DIN CEN/TS 1992-4-5 (DIN SPEC 1021-4-5):2009-08 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Der Inhalt der Normenreihe CEN/TS 1992-4 wurde gestrafft und vollständig überarbeitet, um eine einzelne Norm für die Bemessung unterschiedlicher Arten von Einlegeteilen und nachträglich montierten Befestigungselementen veröffentlichen zu können.
- b) Die normativen Verweisungen wurden aktualisiert. Einige der in der Normenreihe CEN/TS 1992-4 zitierten Normen wurden in die Literaturhinweise (neu) verschoben.
- c) 1.2 (5) und Bild 1.2: Die Anordnung von Befestigungen mit Kopfbolzen und Dübeln nach EN 1992-4 wird ausführlicher beschrieben.
- d) 1.31.3 (1), 1.3 (2) und 7.3: Aufnahme von Festlegungen für Befestigungselemente zum Befestigen von statisch unbestimmten nichttragenden Systemen. Einzelheiten des Bemessungsverfahrens sind in CEN/TR 17079, *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Redundante nicht tragende Systeme* angegeben.
- e) 4.4.2.2 und Tabelle 4.1: Aufnahme von Teilsicherheitsbeiwerten für außergewöhnliche Bemessungssituationen, die etwa 15 % kleiner sind als die für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen.
- f) 6.2.1 (2): Aufnahme präzisierter Bedingungen, um die Steifigkeit von Anbauteilen sicherzustellen, und von Festlegungen für den Fall, dass elastische, jedoch flexible Anbauteile verwendet werden.
- g) Abschnitte 7 bis 11: Die Nachweise basieren nicht auf der Würfeldruckfestigkeit, sondern auf der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit und die Faktoren k_i zur Berechnung der grundlegenden charakteristischen Widerstände für die verschiedenen Versagensarten wurden entsprechend angepasst.
- h) 7.2.1.4 (1), Gleichung (7.1) und 7.2.1.4 (7): Der Faktor $\psi_{M,N}$ wurde eingeführt, um die günstige Auswirkung einer Druckkraft zwischen Anbauteil und Beton auf den Widerstand gegen kegelförmigen Betonausbruch, in Fällen von Biegemomenten mit oder ohne Axialkraft, zu berücksichtigen.
- i) 7.2.1.6 (2), Gleichung (7.14): Der produktabhängige Faktor ψ_{sus} wurde eingeführt, um für den Nachweis des kombinierten Versagens durch Herausziehen und Betonbruch den Einfluss von dauerhafter Last auf die Verbundfestigkeit von nachträglich montierten Verbunddübeln zu berücksichtigen.

- j) 7.2.2.5 (13) und 7.4.2.5 (7): Der Faktor $\psi_{re,V}$ zur Berücksichtigung der Auswirkung der Bewehrung am Bauteilrand und von Stegen mit engem Achsabstand oder Baustahlmatten auf den charakteristischen Widerstand gegenüber Betonkantenbruch wird auf gerissenen Beton beschränkt.
- k) 7.4.1.3 (2) und 7.4.2.3 (2): Berücksichtigung des Einflusses von Spezialschrauben mit engem Abstand für den Nachweis von Ankerschienen bei lokaler Biegung der Profilmkantung unter Zuglast und Querlast ohne Hebelarm.
- l) 7.4.1.7, Gleichung (7.69): Für den Nachweis des Widerstandes von Ankerschienen gegen lokalen Betonausbruch wurde der Faktor $\psi_{g,Nb}$ gestrichen.
- m) 7.4.2.3.1 und Tabelle 7.5: Für den Nachweis des Widerstandes von Ankerschienen gegen Querkraft ohne Hebelarm bei Versagen des Stahls wurden die Versagensarten „Versagen des Ankers“ und „Versagen der Verbindung Anker/Schiene“ aufgenommen.
- n) 7.4.2.5 (2): Gleichung (7.78) wurde modifiziert. Der Einfluss des Randabstands auf den grundlegenden charakteristischen Widerstand bei Betonkantenbruch wird anstelle von $c_1^{1,5}$ mit $c_1^{4/3}$ berücksichtigt.
- o) 7.4.3 und Tabelle 7.6: Aufnahme von Festlegungen für die verschiedenen Stahlversagensarten und andere Versagensarten als Stahlbruch für den Fall des Zusammenwirkens von Quer- und Zuglasten auf Ankerschienen.
- p) Abschnitt 8: Die Werte für den charakteristischen Widerstand gegen Ermüdungsversagen im Falle von betonbezogenen Versagensarten bei $2 \cdot 10^6$ Lastzyklen wurden verringert.
- q) Abschnitt 9 und Anhang C: Die Nachweise für seismische Beanspruchung wurden vollständig überarbeitet.
- r) Abschnitt 10: Aufnahme von Festlegungen für den Nachweis des Feuerwiderstandes. Der informative Anhang D stellt ein Bemessungsverfahren für Einlege-Kopfbolzen, Ankerschienen und nachträglich montierte Befestigungselemente unter Brandeinwirkung zur Verfügung.
- s) Normativer Anhang E: Aufnahme von Merkmalen für die Bemessung von Befestigungselementen, die in Europäischen Technischen Produktspezifikationen angegeben sein müssen.
- t) Anhang F: Produktspezifische Abschnitte der Reihe CEN/TS 1992-4 zu Annahmen für Bemessungsfestlegungen zur Ausführung von Befestigungselementen wurden in diesem normativen Anhang zusammengefasst.
- u) Anhang G: Die Bemessungsfestlegungen der Reihe CEN/TS 1992-4 für nachträglich montierte Befestigungselemente mit vereinfachten Verfahren wurden in diesen informativen Anhang verschoben.
- v) Anhang B von CEN/TS 1992-4-1 „Ansatz für die Bemessung nach Plastizitätstheorie“ wurde in CEN/TR 17081 *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Traglastverfahren für Befestigungsmittel von Kopfbolzen und Dübeln* verschoben.

Frühere Ausgaben

DIN CEN/TS 1992-4-1 (DIN SPEC 1021-4-1): 2009-08
 DIN CEN/TS 1992-4-2 (DIN SPEC 1021-4-2): 2009-08
 DIN CEN/TS 1992-4-3 (DIN SPEC 1021-4-3): 2009-08
 DIN CEN/TS 1992-4-4 (DIN SPEC 1021-4-4): 2009-08
 DIN CEN/TS 1992-4-5 (DIN SPEC 1021-4-5): 2009-08

DIN EN 1992-4:2019-04

— Leerseite —

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1992-4

September 2018

ICS 91.010.30; 91.080.40

Ersatz für CEN/TS 1992-4-1:2009,
CEN/TS 1992-4-2:2009, CEN/TS 1992-4-3:2009,
CEN/TS 1992-4-4:2009, CEN/TS 1992-4-5:2009

Deutsche Fassung

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

Eurocode 2 —
Design of concrete structures —
Part 4: Design of fastenings for use in concrete

Eurocode 2 —
Calcul des structures en béton —
Partie 4: Conception et calcul des éléments
de fixation pour béton

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 9. März 2018 angenommen.

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 CEN-CENELEC-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, der ehemaligen jugoslawischen Republik Mazedonien, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, Serbien, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, der Türkei, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



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

CEN-CENELEC Management-Zentrum: Rue de la Science 23, B-1040 Brüssel

© 2018 CEN Alle Rechte der Verwertung, gleich in welcher Form und in welchem Verfahren, sind weltweit den nationalen Mitgliedern von CEN vorbehalten.

Ref. Nr. EN 1992-4:2018 D

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

Inhalt

	Seite
Europäisches Vorwort	5
Nationaler Anhang für EN 1992-4.....	7
1 Anwendungsbereich.....	8
1.1 Allgemeines	8
1.2 Arten von Befestigungselementen und Befestigungsgruppen.....	8
1.3 Befestigungselemente, Abmessungen und Werkstoffe	10
1.4 Beanspruchung der Befestigungselemente	11
1.5 Betonfestigkeit und -art	11
1.6 Beanspruchung des Betonbauteils.....	11
2 Normative Verweisungen	12
3 Begriffe, Symbole und Abkürzungen.....	12
3.1 Begriffe	12
3.2 Symbole und Abkürzungen.....	19
3.2.1 Indizes.....	19
3.2.2 Exponenten	20
3.2.3 Einwirkungen und Widerstände (in alphabetischer Reihenfolge angegeben)	20
3.2.4 Beton und Stahl	26
3.2.5 Befestigungselemente und Befestigungen, Bewehrung	26
3.2.6 Einheiten.....	28
4 Grundlagen der Bemessung.....	29
4.1 Allgemeines	29
4.2 Erforderliche Nachweise.....	30
4.3 Nachweisverfahren	30
4.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten	31
4.4.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Lasten.....	31
4.4.2 Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand.....	31
4.5 Projektspezifikation.....	34
4.6 Montage der Befestigungselemente	35
4.7 Bestimmung des Zustandes des Betons	35
5 Dauerhaftigkeit	36
6 Ableitung von Lasteinwirkungen auf die Befestigungselemente — Berechnung.....	36
6.1 Allgemeines	36
6.2 Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente	37
6.2.1 Zuglasten.....	37
6.2.2 Querlasten	41
6.3 Ankerschienen.....	45
6.3.1 Allgemeines	45
6.3.2 Zuglasten.....	45
6.3.3 Querlasten	47
6.4 Kräfte, die in der Zusatzbewehrung wirken	48
6.4.1 Allgemeines	48
6.4.2 Zuglasten.....	48
6.4.3 Querlasten.....	48
7 Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit	49

7.1	Allgemeines	49
7.2	Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente	50
7.2.1	Zuglast	50
7.2.2	Querlast.....	65
7.2.3	Kombinierte Zug- und Querlasten.....	78
7.3	Befestigungselemente für redundante nichttragende Systeme.....	80
7.4	Ankerschienen.....	80
7.4.1	Zuglast	80
7.4.2	Querlast.....	90
7.4.3	Kombinierte Zug- und Querlast.....	98
8	Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung.....	100
8.1	Allgemeines	100
8.2	Berechnung der auf das Befestigungselement einwirkenden Kräfte	100
8.3	Widerstand	100
8.3.1	Zuglast	100
8.3.2	Querlast.....	102
8.3.3	Kombinierte Zug- und Querlast.....	103
9	Nachweis für seismische Beanspruchung	103
9.1	Allgemeines	103
9.2	Anforderungen	104
9.3	Berechnung der auf das Befestigungselement einwirkenden Kräfte	105
9.4	Widerstand	106
10	Nachweis für den Feuerwiderstand.....	106
11	Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	106
Anhang A (normativ) Zusätzliche Regeln für den Nachweis von Betonbauteilen unter den durch		
	Befestigungen aufgebracht Lasten.....	107
A.1	Allgemeines	107
A.2	Nachweis der Quertragfähigkeit des Betonbauteils.....	107
Anhang B (informativ) Dauerhaftigkeit.....		
B.1	Allgemeines	109
B.2	Befestigungselemente unter trockenen Innenraumbedingungen.....	109
B.3	Befestigungselemente, die äußeren atmosphärischen oder dauerhaft feuchten Innenraumbedingungen ausgesetzt sind	109
B.4	Befestigungselemente mit hoher Korrosionsbeanspruchung durch Chloride und Schwefel	109
Anhang C (normativ) Bemessung von Befestigungselementen unter Erdbebeneinwirkungen.....		
C.1	Allgemeines	110
C.2	Leistungskategorien.....	110
C.3	Bemessungskriterien.....	111
C.4	Ableitung der auf die Befestigungselemente einwirkenden Kräfte - Analyse.....	114
C.4.1	Allgemeines	114
C.4.2	Ergänzung zu EN 1998-1:2004, 4.3.3.5	114
C.4.3	Ergänzung zu EN 1998-1:2004, 4.3.5.1	114
C.4.4	Ergänzungen und Abänderungen zu EN 1998-1:2004, 4.3.5.2.....	114
C.4.5	Ergänzungen und Abänderungen zu EN 1998-1:2004, 4.3.5.4.....	116
C.5	Widerstand	116
C.6	Verschiebungen von Befestigungselementen	119
Anhang D (informativ) Brandeinwirkung — Bemessungsverfahren.....		
D.1	Allgemeines	121
D.2	Teilsicherheitsbeiwerte.....	121
D.3	Lasten.....	122
D.4	Widerstand	122

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

D.4.1	Allgemeines	122
D.4.2	Zuglast.....	122
D.4.3	Querlast.....	124
D.4.4	Kombinierte Zug- und Querlast.....	125
Anhang E (normativ) Merkmale für die Bemessung von Befestigungselementen, die in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben sein müssen.....		126
Anhang F (normativ) Annahmen für Bemessungsregeln bezüglich der Ausführung von Befestigungen.....		129
F.1	Allgemeines	129
F.2	Nachträglich montierte Befestigungselemente.....	129
F.3	Kopfbolzen	130
F.4	Ankerschienen.....	130
Anhang G (normativ) Bemessung von nachträglich montierten Befestigungselementen – vereinfachte Verfahren		131
G.1	Allgemeines	131
G.2	Verfahren B.....	132
G.3	Verfahren C	132
Literaturhinweise.....		134

Europäisches Vorwort

Dieses Dokument (EN 1992-4:2018) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI gehalten wird.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis März 2019, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2019 zurückgezogen werden.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Elemente dieses Dokuments Patentrechte berühren können. CEN ist nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Dieses Dokument ersetzt CEN/TS 1992-4-1:2009, CEN/TS 1992-4-2:2009, CEN/TS 1992-4-3:2009, CEN/TS 1992-4-4:2009, CEN/TS 1992-4-5:2009.

Dieses Dokument wurde im Rahmen eines Mandats erarbeitet, das die Europäische Kommission und die Europäische Freihandelszone CEN erteilt haben. Dieses Dokument unterscheidet sich folgendermaßen von CEN/TS 1992-4-1:2009, CEN/TS 1992-4-2:2009, CEN/TS 1992-4-3:2009, CEN/TS 1992-4-4:2009 und CEN/TS 1992-4-5:2009:

- Der Inhalt der Normenreihe CEN/TS 1992-4 wurde gestrafft und vollständig überarbeitet, um eine einzelne Norm für die Bemessung unterschiedlicher Arten von Einlegeteilen und nachträglich montierten Befestigungselementen veröffentlichen zu können.
- Die normativen Verweisungen wurden aktualisiert. Einige der in der Normenreihe CEN/TS 1992-4 zitierten Normen wurden in die Literaturhinweise (neu) verschoben.
- 1.2 (5) und Bild 1.2: Die Anordnung von Befestigungen mit Kopfbolzen und Dübeln nach EN 1992-4 wird ausführlicher beschrieben.
- 1.3 (1), 1.3 (2) und 7.3: Aufnahme von Festlegungen für Befestigungselemente zum Befestigen von statisch unbestimmten nichttragenden Systemen. Einzelheiten des Bemessungsverfahrens sind in CEN/TR 17079, *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Redundante nicht tragende Systeme* angegeben.
- 4.4.2.2 und Tabelle 4.1: Aufnahme von Teilsicherheitsbeiwerten für außergewöhnliche Bemessungssituationen, die etwa 15 % kleiner sind als die für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen.
- 6.2.1 (2): Aufnahme präzisierter Bedingungen, um die Steifigkeit von Anbauteilen sicherzustellen, und von Festlegungen für den Fall, dass elastische, jedoch flexible Anbauteile verwendet werden.
- Abschnitte 7 bis 11: Die Nachweise basieren nicht auf der Würfeldruckfestigkeit, sondern auf der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit und die Faktoren k_i zur Berechnung der grundlegenden charakteristischen Widerstände für die verschiedenen Versagensarten wurden entsprechend angepasst.
- 7.2.1.4 (1), Gleichung (7.1) und 7.2.1.4 (7): Der Faktor $\psi_{M,N}$ wurde eingeführt, um die günstige Auswirkung einer Druckkraft zwischen Anbauteil und Beton auf den Widerstand gegen kegelförmigen Betonausbruch, in Fällen von Biegemomenten mit oder ohne Axialkraft, zu berücksichtigen.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

- 7.2.1.6 (2), Gleichung (7.14): Der produktabhängige Faktor ψ_{SUS} wurde eingeführt, um für den Nachweis des kombinierten Versagens durch Herausziehen und Betonbruch den Einfluss von dauerhafter Last auf die Verbundfestigkeit von nachträglich montierten Verbunddübeln zu berücksichtigen.
- 7.2.2.5 (13) und 7.4.2.5 (7): Der Faktor $\psi_{\text{re,V}}$ zur Berücksichtigung der Auswirkung der Bewehrung am Bauteilrand und von Stegen mit engem Achsabstand oder Baustahlmatten auf den charakteristischen Widerstand gegenüber Betonkantenbruch wird auf gerissenen Beton beschränkt.
- 7.4.1.3 (2) und 7.4.2.3 (2): Berücksichtigung des Einflusses von Spezialschrauben mit engem Abstand für den Nachweis von Ankerschienen bei lokaler Biegung der Profilkantung unter Zuglast und Querlast ohne Hebelarm.
- 7.4.1.7, Gleichung (7.69): Für den Nachweis des Widerstandes von Ankerschienen gegen lokalen Betonausbruch wurde der Faktor $\psi_{\text{g,Nb}}$ gestrichen.
- 7.4.2.3.1 und Tabelle 7.5: Für den Nachweis des Widerstandes von Ankerschienen gegen Querkraft ohne Hebelarm bei Versagen des Stahls wurden die Versagensarten „Versagen des Ankers“ und „Versagen der Verbindung Anker/Schiene“ aufgenommen.
- 7.4.2.5 (2): Gleichung (7.78) wurde modifiziert. Der Einfluss des Randabstands auf den grundlegenden charakteristischen Widerstand bei Betonkantenbruch wird anstelle von $c_1^{1,5}$ mit $c_1^{4/3}$ berücksichtigt.
- 7.4.3 und Tabelle 7.6: Aufnahme von Festlegungen für die verschiedenen Stahlversagensarten und andere Versagensarten als Stahlbruch für den Fall des Zusammenwirkens von Quer- und Zuglasten auf Ankerschienen.
- Abschnitt 8: Die Werte für den charakteristischen Widerstand gegen Ermüdungsversagen im Falle von betonbezogenen Versagensarten bei $2 \cdot 10^6$ Lastzyklen wurden verringert.
- Abschnitt 9 und Anhang C: Die Nachweise für seismische Beanspruchung wurden vollständig überarbeitet.
- Abschnitt 10: Aufnahme von Festlegungen für den Nachweis des Feuerwiderstandes. Der informative Anhang D stellt ein Bemessungsverfahren für Einlege-Kopfbolzen, Ankerschienen und nachträglich montierte Befestigungselemente unter Brandeinwirkung zur Verfügung.
- Normativer Anhang E: Aufnahme von Merkmalen für die Bemessung von Befestigungselementen, die in Europäischen Technischen Produktspezifikationen angegeben sein müssen.
- Anhang F: Produktspezifische Abschnitte der Reihe CEN/TS 1992-4 zu Annahmen für Bemessungsfestlegungen zur Ausführung von Befestigungselementen wurden in diesem normativen Anhang zusammengefasst.
- Anhang G: Die Bemessungsfestlegungen der Reihe CEN/TS 1992-4 für nachträglich montierte Befestigungselemente mit vereinfachten Verfahren wurden in diesen informativen Anhang verschoben.
- Anhang B von CEN/TS 1992-4-1 „Ansatz für die Bemessung nach Plastizitätstheorie“ wurde in CEN/TR 17081, Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Traglastverfahren für Befestigungsmittel von Kopfbolzen und Dübeln verschoben.

Die Normenreihe EN 1992 besteht aus den folgenden Teilen:

- EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

- EN 1992-1-2, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-2: Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall*
- EN 1992-2, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 2: Betonbrücken — Bemessungs- und Konstruktionsregeln*
- EN 1992-3, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton*
- EN 1992-4, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton*

Die Zahlenwerte für die Teilsicherheitsbeiwerte und andere Parameter, die die Zuverlässigkeit festlegen, sind empfohlene Werte. Die empfohlenen Werte gelten unter der Voraussetzung, dass:

- a) die Befestigungselemente die Anforderungen nach 1.2 (3) erfüllen; und
- b) die Montage den Anforderungen nach 4.6 entspricht.

Entsprechend der CEN-CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, die ehemalige jugoslawische Republik Mazedonien, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, Schweiz, Serbien, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Türkei, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Nationaler Anhang für EN 1992-4

Diese Europäische Norm enthält Werte mit Anmerkungen, die darauf hinweisen, an welchen Stellen nationale Festlegungen zu Parametern getroffen werden können. Wenn diese Europäische Norm auf nationaler Ebene verfügbar gemacht wird, darf diese um einen Nationalen Anhang ergänzt werden, der alle national festzulegenden Parameter enthält, die für die Bemessung von Befestigungselementen nach dieser Europäischen Norm, für die Verwendung im entsprechenden Land, zu verwenden sind.

National festzulegende Teilsicherheitsbeiwerte und Parameter, die die Zuverlässigkeit beeinflussen, sind bei der Bemessung nach dieser Europäischen Norm in folgenden Abschnitten vorgesehen:

- 4.4.1 (2);
- 4.4.2.2 (2);
- 4.4.2.3;
- 4.4.2.4;
- 4.7 (2);
- C.2 (2)
- C.4.4 (1);
- C.4.4 (3);
- D.2 (2).

DIN EN 1992-4:2019-04

EN 1992-4:2018 (D)

1 Anwendungsbereich

1.1 Allgemeines

(1) Diese Europäische Norm stellt ein Bemessungsverfahren für Befestigungselemente (Verbindung von tragenden und nichttragenden Bauteilen mit tragenden Bauteilen) zur Verfügung, die zum Übertragen von Einwirkungen auf den Beton verwendet werden. Dieses Bemessungsverfahren verwendet physikalische Modelle, die auf einer Kombination von Prüfungen und numerischer Analyse, übereinstimmend mit EN 1990:2002, 5.2, basieren.

Ergänzende Regeln für die Übertragung der Lasten der Befestigungselemente in dem Betonbauteil zu den Auflagern sind in EN 1992-1-1 und Anhang A dieser Europäischen Norm gegeben.

Einlege­teile, die unter werkseigener Produktionskontrolle (WPK) und mit der entsprechenden Bewehrung in Betonfertigteile eingebettet werden und nur dem vorübergehenden Einsatz während des Hebens und Versetzens dienen, werden in CEN/TR 15728 behandelt.

(2) Diese Europäische Norm gilt für sicherheitsrelevante Anwendungen, bei denen das Versagen von Befestigungselementen in einem völligen oder teilweisen Einsturz des Bauwerks resultieren kann, Risiken für menschliches Leben verursacht oder zu erheblichem wirtschaftlichem Schaden führt. Unter diesen Gesichtspunkten behandelt sie auch nichttragende Bauteile.

(3) Die Lagerung des Anbauteils darf entweder statisch bestimmt oder statisch unbestimmt sein. Jedes Auflager darf aus einem Befestigungselement oder einer Gruppe von Befestigungselementen bestehen.

(4) Diese Europäische Norm ist für Anwendungen gültig, die unter den Anwendungsbereich der Normenreihe EN 1992 fallen. In Anwendungsfällen, in denen besondere Betrachtungen erforderlich sind, z. B. Atomkraftwerke oder Zivilschutzbauten, können Abänderungen erforderlich sein.

(5) Diese Europäische Norm behandelt nicht die Bemessung des Anbauteils. Regeln für die Bemessung des Anbauteils sind in den entsprechenden Normen gegeben und sie erfüllen die in dieser Europäischen Norm gegebenen Anforderungen an das Anbauteil.

(6) Dieses Dokument bezieht sich auf charakteristische Widerstände und Abstände, die in einer Europäischen Technischen Produktspezifikation (siehe Anhang E) angegeben sind. Als Grundlage für die Verwendung der Bemessungsverfahren dieser Europäischen Norm sollte eine Europäische Technische Produktspezifikation für die entsprechenden Belastungsbedingungen mindestens die Merkmale von Anhang E enthalten.

1.2 Arten von Befestigungselementen und Befestigungsgruppen

(1) Diese Europäische Norm verwendet das Bemessungsmodell für Befestigungselemente¹ (siehe Bild 1.1) und gilt für:

- a) Einlege­teile wie Kopfbolzen, Ankerschienen mit steifer Verbindung (z. B. geschweißt, geschmiedet) zwischen Verankerungselement und Schiene;
- b) nachträglich montierte mechanische Befestigungselemente wie Spreizdübel, Hinterschnittdübel, Betonschrauben;
- c) nachträglich montierte Verbunddübel, Verbundspreizdübel.

¹ Bei dem Bemessungsmodell für Befestigungselemente wird die Zugtragfähigkeit des Betons direkt zur Übertragung von Lasten in das Betonbauteil benutzt.

(2) Für andere Arten von Befestigungselementen können Änderungen der Bemessungsregeln erforderlich sein.

(3) Diese Europäische Norm gilt für Befestigungselemente in Beton, deren Eignung für die jeweilige Anwendung durch Vorschriften nachgewiesen wurde, die sich auf diese Europäische Norm beziehen und Daten zur Verfügung stellen, die von dieser Europäischen Norm gefordert werden. Die Eignung der Befestigungselemente ist in der einschlägigen Europäischen Technischen Produktspezifikation festgelegt.

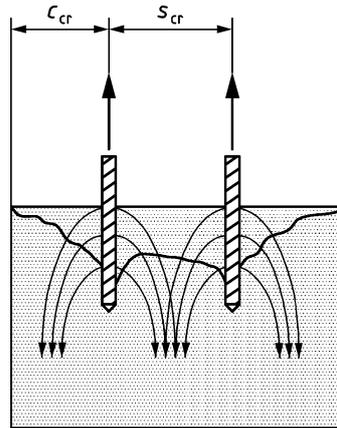


Bild 1.1 — Bemessungsmodell für Befestigungselemente – Beispiel

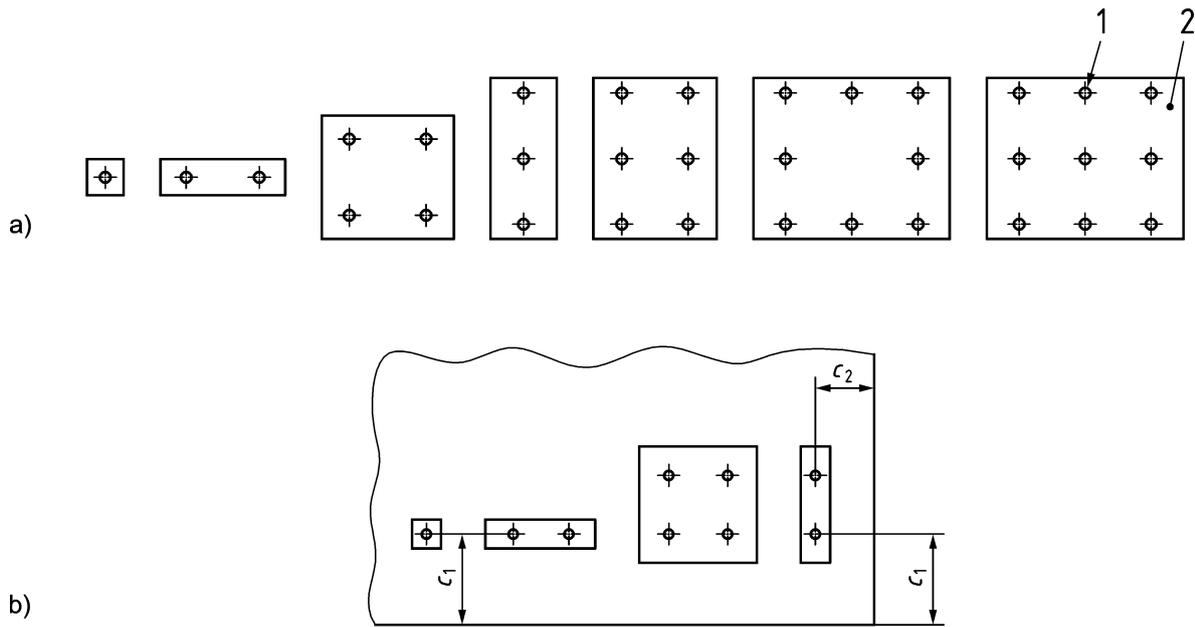
(4) Diese Europäische Norm gilt für Einzelbefestigungen und Gruppen von Befestigungselementen. Bei einer Gruppe von Befestigungselementen werden die Lasten über ein gemeinsames Anbauteil in die einzelnen Befestigungselemente der Gruppe übertragen. In einer Gruppe von Befestigungselementen gilt diese Europäische Norm nur, wenn Befestigungselemente gleicher Art und Größe verwendet werden.

(5) Die Anordnungen von Befestigungselementen mit Kopfbolzen und Dübeln, die durch diese Europäische Norm abgedeckt sind, sind in Bild 1.2 dargestellt.

(6) Bei Ankerschienen ist die Anzahl der Anker nicht begrenzt.

(7) Nachträglich montierte gerippte Betonstähle, die zur Verbindung der Betonbauteile verwendet werden, sind von einer Europäischen Technischen Produktspezifikation abgedeckt.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)



Legende

1 Befestigungselement

2 Stahlplatte

- a) Befestigungen ohne Lochspiel für alle Randabstände und für alle Lastrichtungen und Befestigungen mit Lochspiel nach Tabelle 6.1 bei großem Randabstand ($c_i \geq \max \{10h_{ef}; 60d_{nom}\}$) für alle Lastrichtungen und ausschließlich zugbeanspruchte Befestigungen mit Lochspiel nach Tabelle 6.1 bei kleinem Randabstand ($c_i < \max \{10h_{ef}; 60d_{nom}\}$)
- b) Befestigungen mit Lochspiel nach Tabelle 6.1 bei kleinem Randabstand ($c_i < \max \{10h_{ef}; 60d_{nom}\}$) für alle Lastrichtungen

Bild 1.2 — Anordnung von Befestigungen mit Kopfbolzen und Dübeln, die in dieser Europäischen Norm behandelt werden

1.3 Befestigungselemente, Abmessungen und Werkstoffe

(1) Diese Europäische Norm gilt für Befestigungselemente mit einem minimalen Durchmesser oder einer minimalen Gewindegröße von 6 mm (M6) oder einem entsprechenden Querschnitt. Im Falle von Befestigungselementen zum Befestigen von statisch unbestimmten nichttragenden Systemen, wie in 7.3 beschrieben, ist die minimale Gewindegröße 5 mm (M5). Der maximale Durchmesser des Befestigungselementes ist bei Zugbelastung nicht begrenzt, er ist aber bei Querbelastung auf 60 mm begrenzt.

(2) EN 1992-4 gilt für Befestigungselemente mit einer Verankerungstiefe $h_{ef} \geq 40$ mm. Befestigungselemente mit einer wirksamen Verankerungstiefe von mindestens 30 mm werden ausschließlich zur Befestigung von statisch unbestimmten nichttragenden Systemen, wie in 7.3 beschrieben, behandelt, wobei die wirksame Verankerungstiefe bei Innenanwendungen auf 25 mm reduziert werden darf. Für Befestigungselemente mit nachträglich montierten Verbundankern werden nur Befestigungselemente mit einer Verankerungstiefe $h_{ef} \leq 20d$ abgedeckt. Der tatsächliche Wert für ein bestimmtes Befestigungselement kann der zugehörigen Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen werden.

(3) Diese Europäische Norm behandelt Befestigungselemente aus Metall, die entweder aus Kohlenstoffstahl (EN ISO 898-1 und EN ISO 898-2, EN 10025-1, EN 10080), nichtrostendem Stahl (EN 10088-2 und EN 10088-3, EN ISO 3506-1 und EN ISO 3506-2) oder Temperguss (ISO 5922) bestehen. Die Oberfläche des Stahls kann beschichtet oder unbeschichtet sein. Diese Europäische Norm gilt für Befestigungselemente mit einer Nennzugfestigkeit des Stahls von $f_{uk} \leq 1\,000$ N/mm². Diese Begrenzung gilt nicht für Betonschrauben.

1.4 Beanspruchung der Befestigungselemente

(1) Die Beanspruchungen der Befestigungen, die in diesem Dokument behandelt werden, können statisch, quasi-statisch, ermüdungsrelevant (zyklisch) und seismisch sein. Die Eignung des Befestigungselements, ermüdungsrelevanten oder seismischen Beanspruchungen zu widerstehen, ist in der zugehörigen Europäischen Technischen Produktspezifikation festgelegt. Ankerschienen, die zyklischen oder seismischen Beanspruchungen unterzogen werden, sind in dieser Europäischen Norm nicht behandelt.

(2) Die Beanspruchungen der Befestigungselemente, die aus den Lasten auf das Anbauteil (z. B. Zug-, Querlast, Biege- oder Torsionsmomente oder Kombinationen davon) resultieren, werden im Allgemeinen axiale Zug- und/oder Querbeanspruchungen sein. Greift die Querkraft mit einem Hebelarm an, wird das Befestigungselement mit einem Biegemoment beansprucht. EN 1992-4 behandelt nur axial auf das Anbauteil einwirkende Druckkräfte, die entweder direkt auf die Betonoberfläche, ohne Beanspruchung des Lastübertragungsmechanismus über eingebettete Befestigungselemente, oder mit Hilfe von Befestigungselementen, die zur Übertragung von Drucklasten geeignet sind, in den Beton erfolgen.

(3) Ankerschienen mit in Richtung der Schienenlängsachse wirkenden Querlasten werden in dieser Europäischen Norm nicht behandelt.

ANMERKUNG Bemessungsregeln für Ankerschienen mit Beanspruchungen, die in Richtung der Schienenlängsachse wirken, können CEN/TR 17080, *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Ankerschienen — Ergänzende Regelungen* entnommen werden.

(4) Die Bemessung von Befestigungen unter Brandeinwirkung wird in dieser Europäischen Norm (siehe informativen Anhang D) behandelt.

1.5 Betonfestigkeit und -art

Diese Europäische Norm gilt für Befestigungselemente, die in Bauteile aus verdichtetem Normalbeton ohne Fasern der Festigkeitsklassen im Bereich von C12/15 bis C90/105 nach EN 206 eingebaut sind. Der Bereich der Festigkeitsklassen von Beton, in denen das jeweilige Befestigungselement verwendet werden darf, ist in der zugehörigen Europäischen Technischen Produktspezifikation aufgeführt und darf sich in engeren Grenzen bewegen als zuvor festgelegt.

1.6 Beanspruchung des Betonbauteils

Befestigungselemente sind für Anwendungen in Betonbauteilen, die statischen Lasten ausgesetzt sind, vorqualifiziert. Bei Betonbauteilen, die zyklischen oder seismischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, sind die Vorqualifizierung und entsprechende Europäische Technische Produktspezifikation für Befestigungselemente, die für diese Art der Beanspruchung festgelegt sind, gefordert.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

2 Normative Verweisungen

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

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

EN 1990:2002, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

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

EN 1992-1-1:2004, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

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

EN 1998 (alle Teile), *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

3 Begriffe, Symbole und Abkürzungen

3.1 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die folgenden Begriffe.

ISO und IEC stellen für die Normung Datenbanken zur Terminologie zur Verfügung, die unter den folgenden Adressen verfügbar sind:

- IEC Electropedia: verfügbar unter <http://www.electropedia.org/>
- ISO Online browsing platform: verfügbar unter <http://www.iso.org/obp>

3.1.1

Anker

Befestigungselement

Bauteil, hergestellt aus Stahl oder Temperguss, das entweder vor dem Betonieren in die Schalung eingelegt und anschließend einbetoniert oder nachträglich in den ausgehärteten Beton montiert wird, und dazu dient, aufgebrachte Lasten zu übertragen (siehe Bilder 3.1 bis 3.3)

Anmerkung 1 zum Begriff: Der Begriff Anker wird im Zusammenhang mit Ankerschienen verwendet.

3.1.2

Ankerschiene

Stahlprofil mit starr angeschlossenen Ankern (siehe Bild 3.2), das vor dem Betonieren in die Schalung eingelegt und anschließend einbetoniert wird

Anmerkung 1 zum Begriff: Im Fall von Ankerschienen sind zwei oder mehr Stahl-Anker starr an der Rückseite der Schiene angeschlossen und in dem Beton eingebettet.

3.1.3

befestigtes Bauteil

tragendes oder nichttragendes Bauteil, das mit dem Anbauteil verbunden ist

3.1.4**Anbauteil
Befestigung**

Baugruppe, die Lasten auf die Befestigungselemente oder Ankerschiene überträgt

3.1.5**Verankerungsgrund**

Betonbauteil, in dem das Befestigungselement oder die Ankerschiene montiert wird

3.1.6**Biegung**

Biegebeanspruchung infolge einer Querlast, die mit einem Hebelarm, bezogen auf die Oberfläche des Betonbauteils, aufgebracht wird

3.1.7**Verbundspreizdübel**

Verbunddübel, der so konstruiert wurde, dass sich das Befestigungselement relativ zum ausgehärteten Verbundmörtel verschieben kann und somit nachspreizt (siehe Bild 3.3h))

3.1.8**Verbunddübel**

Befestigungselement, das in einem gebohrten Loch in ausgehärtetem Beton montiert wird und das seine Haltekraft durch einen Verbundmörtel erhält, der sich zwischen der Bohrlochwandung im Beton und dem eingebetteten Teil des Befestigungselementes befindet (siehe Bild 3.3g))

3.1.9**Einlegeteil**

Kopfbolzen, Innengewindehülse und Kopf an der eingebetteten Seite oder Ankerschiene, die vor dem Betonieren in die Schalung eingelegt und einbetoniert werden, siehe auch Kopfbolzen

3.1.10**Spezialschraube**

Schraube oder Bolzen, die/der das zu befestigende Bauteil an der Ankerschiene fixiert (siehe Bild 3.2)

3.1.11**charakteristischer Randabstand**

Randabstand, der erforderlich ist, um sicherzustellen, dass der Rand den charakteristischen Widerstand einer Befestigung nicht beeinflusst

3.1.12**charakteristischer Widerstand**

5 %-Quantil des Widerstandes (Wert, der bei einer Aussagewahrscheinlichkeit von 90 % mit einer 95 %igen Wahrscheinlichkeit überschritten wird)

3.1.13**charakteristischer Achsabstand**

Abstand, der erforderlich ist, um den charakteristischen Widerstand eines einzelnen Befestigungselementes sicherzustellen

3.1.14**kombinierte Versagensart Herausziehen und Betonausbruch bei Verbunddübeln**

Versagensart, bei der ein Versagen an der Schnittstelle zwischen dem Verbundmaterial und Verankerungsgrund oder zwischen dem Verbundmaterial und dem Befestigungselement (Verbundversagen) auftritt und bei der ein Betonkonus am oberen Ende entsteht

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

3.1.15

kombinierte Zug- und Querbelastung

Schräglast

Zug- und Querlasten werden gleichzeitig aufgebracht

3.1.16

Versagensart lokaler Betonausbruch

Abplatzen des Betons an der Seite des als Verankerungsgrund dienenden Bauteils in Höhe des eingebetteten Bolzenkopfes ohne größeren Betonausbruch an der Betonoberfläche

Anmerkung 1 zum Begriff: Diese Versagensart tritt üblicherweise bei Befestigungselementen auf, die einen kleinen Randabstand und zugleich eine große Verankerungstiefe aufweisen.

3.1.17

Versagensart Betonausbruch

Versagensart, die durch einen keil- oder kegelförmigen Betonausbruchkörper charakterisiert ist, der vom Verankerungsgrund abgerissen wird und von einem Befestigungselement, einer Gruppe von Befestigungselementen oder von Ankern von Ankerschienen ausgeht

3.1.18

Versagensart Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

Versagensart, die durch das Ausplatzen des Betons entgegen der Beanspruchungsrichtung bei Befestigungen unter Querlast charakterisiert ist

3.1.19

Versagensarten des Betons

3.1.19.1

Versagensarten bei Zuglast

Herausziehen, kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch (Verbunddübel), kegelförmiger Betonausbruch, lokaler Betonausbruch, Betonspalten, Verbundversagen der Zusatzbewehrung

3.1.19.2

Versagensarten bei Querlast

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite, Betonkantenbruch

3.1.20

Betonschraube

Befestigungselement mit Gewinde, das in ein Bohrloch eingeschraubt wird, wobei die Gewindegänge einen Formschluss mit dem Beton erzeugen (siehe Bild 3.3f)

3.1.21

Versagensart Betonspalten

Art des Betonversagens, bei dem der Beton entlang einer Ebene reißt, die durch die Achse des Befestigungselementes oder der Befestigungselemente oder Anker von Ankerschienen verläuft

3.1.22

wegkontrollierter Spreizdübel

nachträglich montiertes Befestigungselement, das seinen Widerstand gegen Zugbeanspruchung durch zwangsweise Verspreizung gegen die Bohrlochwandung, durch Eintreiben eines Innenkonus in die Hülse (siehe Bild 3.3c)) oder durch Eintreiben der Hülse über ein Spreizelement (Konus), erzeugt; wegkontrollierte Spreizdübel können nicht nachspreizen

3.1.23**Verschiebung**

Bewegung des beanspruchten Endes des Befestigungselementes in Lastrichtung relativ zu dem Betonbauteil, in dem es montiert ist, oder, im Fall von Ankerschienen, die Bewegung der Spezialschraube (siehe Bild 3.2) oder Ankerschiene relativ zum Betonbauteil

Anmerkung 1 zum Begriff: In Zugversuchen wird die Verschiebung parallel zur Achse des Befestigungselementes gemessen. In Querlastversuchen wird die Verschiebung senkrecht zur Achse des Befestigungselementes bestimmt.

3.1.24**duktiler Stahlbauteil**

Stahlbauteil mit ausreichender Duktilität

Anmerkung 1 zum Begriff: Die Voraussetzungen für Duktilität werden in den entsprechenden Unterabschnitten angegeben.

3.1.25**Randabstand**

Abstand vom Rand des Betonbauteils bis zur Achse des Befestigungselementes oder Ankers einer Ankerschiene

3.1.26**wirksame Verankerungstiefe**

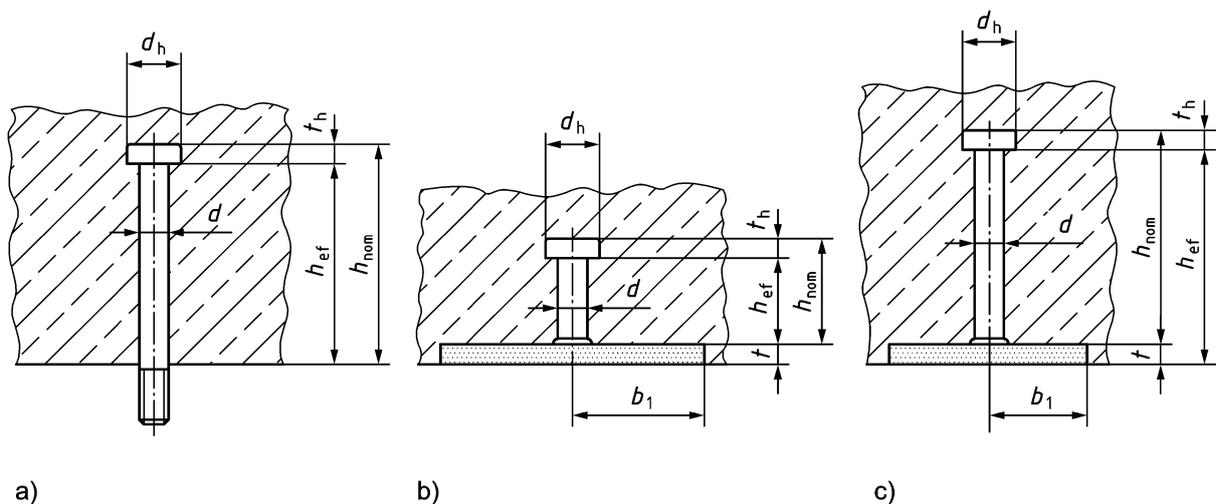
Gesamttiefe, über die das Befestigungselement oder der Anker einer Ankerschiene die Kraft auf den umgebenden Beton überträgt; siehe Bilder 3.1 bis 3.3

3.1.27**Europäische Technische Produktspezifikation**

Europäische Norm (EN), Europäische Technische Bewertung (ETA) für Befestigungselemente oder Ankerschienen, basierend auf einem Europäischen Bewertungsdokument (EAD) oder einer transparenten nachvollziehbaren Bewertung, die allen Anforderungen der entsprechenden EAD entspricht

3.1.28**Befestigung**

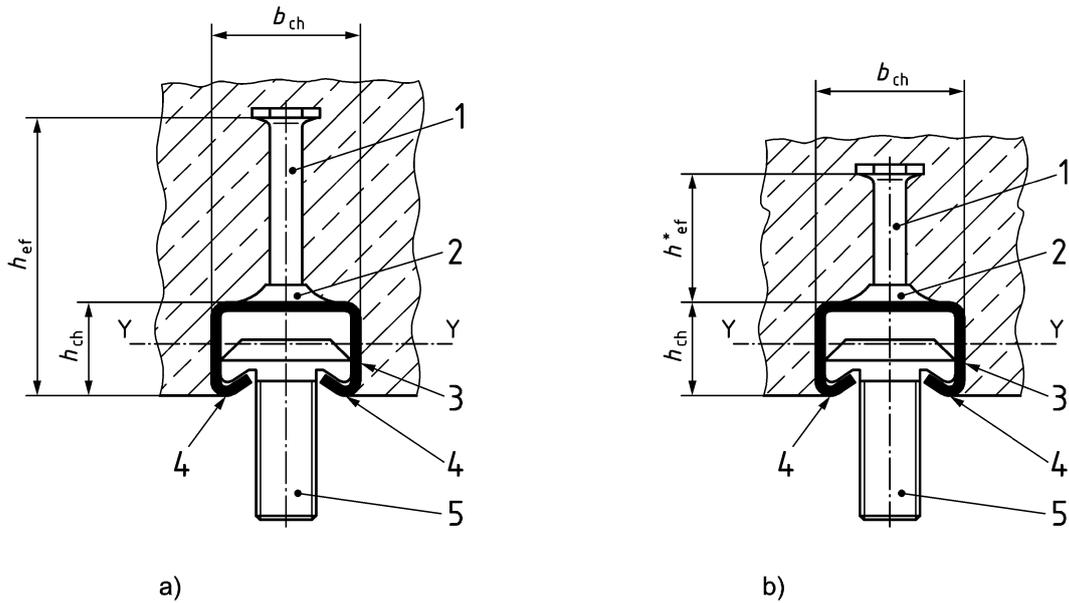
Baugruppe, bestehend aus Anbauteil und Befestigungselementen oder Ankerschienen, die dazu verwendet wird, Lasten in den Beton zu übertragen

**Legende**

- a) ohne Ankerplatte
- b) bei einer großen Ankerplatte in mindestens eine Richtung, $b_1 > 0,5 h_{nom}$ oder $t > 0,2 h_{nom}$
- c) bei einer kleinen Ankerplatte in beide Richtungen, $b_1 \leq 0,5 h_{nom}$ und $t \leq 0,2 h_{nom}$

Bild 3.1 — Definition der wirksamen Verankerungstiefe h_{ef} für Kopfbolzen

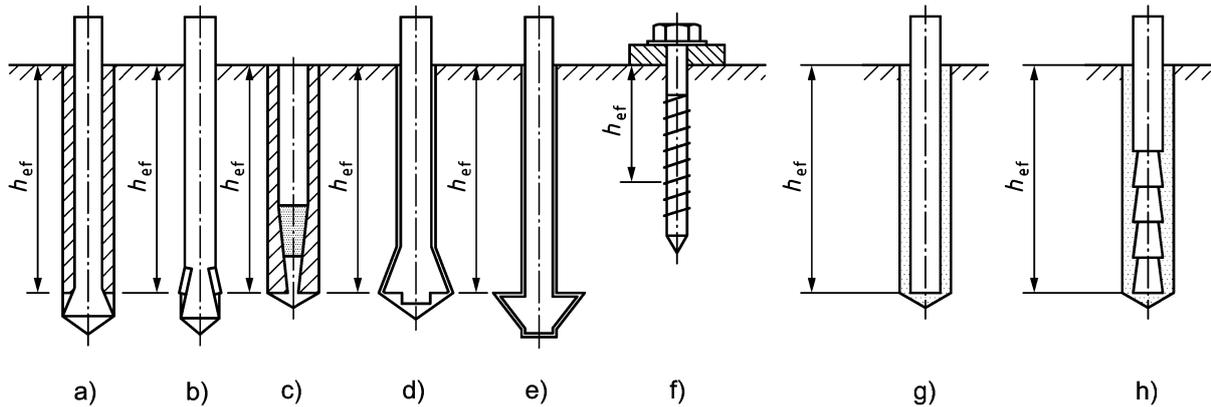
DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)



Legende

- 1 Anker
- 2 Verbindung zwischen Anker und Schiene
- 3 Schiene
- 4 Schienenlippe
- 5 Spezialschraube
- a) h_{ef} für Ankerschienen (siehe 7.4.1.5 (1) und 7.4.1.5 (1) b))
- b) h_{ef}^* für Ankerschienen (siehe 7.4.1.5 (1) a))

Bild 3.2 — Definitionen für Ankerschienen



Legende

- a) drehmomentkontrollierter Dübel, Hülsentyp
- b) drehmomentkontrollierter Dübel, Bolzentyp
- c) wegkontrolliert spreizender Dübel
- d) Hinterschnittdübel, Typ 1
- e) Hinterschnittdübel, Typ 2
- f) Betonschraube
- g) Verbunddübel
- h) Verbundspreizdübel

Bild 3.3 — Definition der wirksamen Verankerungstiefe h_{ef} für nachträgliche montierte Befestigungselemente - Beispiele

3.1.29**Biegebeanspruchung**

Biegung der Schiene einer Ankerschiene infolge einer Zuglast

3.1.30**Gruppe von Befestigungselementen**

Anzahl von Befestigungselementen mit identischen Abmessungen und Merkmalen, die zusammenwirken, um ein gemeinsames Anbauteil abzustützen, wobei der Achsabstand der Befestigungselemente den charakteristischen Achsabstand nicht überschreitet

3.1.31**Kopfbolzen**

Befestigungselement aus Stahl, das vor dem Betonieren montiert und anschließend einbetoniert wird, mit einem Kopf am eingebetteten Ende (siehe Bild 3.1), das seinen Widerstand gegen Zugbeanspruchung durch Formschluss am Kopf des Befestigungselementes erzeugt

3.1.32**Formschluss**

Lastübertragung in ein Betonbauteil durch mechanische Verzahnung

3.1.33**kleinster Randabstand**

kleinster zulässiger Abstand, bei dem das Einbringen und Verdichten des Betons noch sichergestellt ist (Einlege-teile) und der vermeidet, dass das Betonbauteil während der Montage beschädigt wird (nachträglich montierte Befestigungselemente), angegeben in der Europäischen Technischen Produktspezifikation

3.1.34**kleinste Bauteildicke**

kleinste Bauteildicke, bei der ein Befestigungselement oder eine Ankerschiene in einem Betonbauteil montiert werden darf, angegeben in der Europäischen Technischen Produktspezifikation

3.1.35**kleinster Achsabstand**

kleinster Abstand zwischen zwei Befestigungselementen, gemessen von Mittellinie zu Mittellinie der Befestigungselemente, bei dem das Einbringen und Verdichten des Betons noch sichergestellt ist (Einlege-teile) und der vermeidet, dass das Betonbauteil während der Montage beschädigt wird (nachträglich montierte Befestigungselemente), angegeben in der Europäischen Technischen Produktspezifikation

3.1.36**nachträglich montiertes Befestigungselement**

Befestigungselement, das im ausgehärteten Beton montiert wird (siehe Bild 3.3)

3.1.37**Versagensart Herausziehen**

ein allgemeiner Begriff, der die Versagensart Herausziehen eines mechanischen Befestigungselementes und die kombinierte Versagensart Herausziehen und Betonausbruch bei Verbunddübeln definiert

3.1.38**Versagensart Herausziehen von mechanischen Befestigungselementen**

Versagensart, bei der das Befestigungselement vollständig aus dem Beton gezogen wird, ohne dass der vollständige Widerstand des Betons erreicht wird, oder, im Fall von nachträglich montierten mechanischen Befestigungselementen, eine Versagensart, bei der der Konus des Befestigungselementes durch die Spreizhülle durchgezogen wird, ohne dass der vollständige Widerstand des Betonausbruchkörpers erreicht wird

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

3.1.39

Querlast

Last, die parallel zur Betonoberfläche und quer zur Längsachse der Schiene wirkt; die Last wirkt senkrecht auf die Längsachse des Befestigungselementes

3.1.40

Achsabstand

Abstand zwischen den Längsachsen von Befestigungselementen; Abstand zwischen den Längsachsen von Spezialschrauben sowie Anker von Ankerschienen

3.1.41

Versagensart Stahlbruch des Befestigungselementen

Versagensart, die durch den Bruch von Stahlteilen des Befestigungselementes charakterisiert ist

3.1.42

Zusatzbewehrung

Ankerbewehrung

Bewehrung, die einen möglichen Betonausbruchkörper an das Betonbauteil bindet

3.1.43

Zuglast

Last, die senkrecht zur Oberfläche des Verankerungsgrundes (bei Ankerschienen) und entlang der Achse des Befestigungselementes wirkt

3.1.44

drehmomentkontrollierter Spreizdübel

nachträglich montierter Spreizdübel, der Zugkräfte über die zwangsweise Verspreizung einer oder mehrerer Hülsen oder anderer Teile gegen die Bohrlochwandung in den Verankerungsgrund durch Aufbringen eines Montagedrehmoments einleitet, mit dessen Hilfe der Konus bzw. die Konen in die Spreizhülse bzw. die Spreizhülsen hineingezogen wird/werden

Anmerkung 1 zum Begriff: Nach der Montage kann die einwirkende Zuglast, die größer als die vorhandene Vorspannkraft ist, ein weiteres Aufspreizen verursachen (Nachspreizen), siehe Bilder 3.3a) und 3.3b).

3.1.45

Hinterschnittdübel

nachträglich montierter Dübel, der an seinem eingebetteten Ende Zugkräfte über einen Formschluss im Bohrloch in den Verankerungsgrund einleitet

Anmerkung 1 zum Begriff: Der Hinterschnitt wird entweder durch einen Spezialbohrer vor der Montage des Dübels erzeugt oder alternativ durch den Dübel selbst während des Einbaus, siehe Bilder 3.3d) und 3.3e).

3.2 Symbole und Abkürzungen

3.2.1 Indizes

a	Beschleunigung
adm	zulässig
b	Verbund
c	Beton
ca	Verbindung
cb	lokaler Betonausbruch (blow-out)
cbo	Spezialschraube
ch	Schiene
cp	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (en: concrete pryout)
cr	gerissen; Eigenschaft
d	Bemessungswert
E	Auswirkung der Einwirkung
Ed	Bemessungseinwirkung
el	elastisch
eq	seismisch (Erdbeben)
F	Einwirkung
fat	Ermüdung
fi	Brand
fix	Anbauteil
flex	Biegung
ind	indirekt
k	charakteristischer Wert
L	Last
l	lokal
M	Werkstoff
max	Maximum
min	Minimum
N	Normalkraft
nom	nominal (Nennwert)
p	Herausziehen
pl	plastisch
pr	Ausbrechen von Beton auf der lastabgewandten Seite (en: prying)
R	Widerstand, Zwang
Rd	Bemessungswert des Widerstandes
re	Bewehrung
s	Stahl
sp	Spalten
u	Höchstwert
ucr	ungerissen
v	vertikal
V	Querkraft

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

y Streckgrenze

3.2.2 Exponenten

a Anker

cb Speziialschraube

ch Schiene

g Einwirkung bzw. Widerstand bei Gruppen von Befestigungselementen

h am stärksten belastetes (höchstbeanspruchtes) Befestigungselement in einer Gruppe von Befestigungselementen

0 Grundwert

3.2.3 Einwirkungen und Widerstände (in alphabetischer Reihenfolge angegeben)

ANMERKUNG Im Allgemeinen werden nur die Begriffe definiert, die in mehr als einem Abschnitt dieser Europäischen Norm verwendet werden. Wenn ein Begriff nur in einem Abschnitt verwendet wird, darf er nur in diesem Abschnitt definiert werden.

a_g Bemessungswert der Bodenbeschleunigung (en: design ground acceleration) auf Boden vom Typ A

a_{vg} Bemessungswert der vertikalen Bodenbeschleunigung auf Boden vom Typ A

A_a seismischer Überhöhungsfaktor (siehe Gleichung (C.4) und Tabelle C.2)

A_h lastlagernde Fläche auf dem Kopf eines Kopfbolzens

A'_i Ordinate eines Dreiecks mit der Höhe 1 an der Stelle der Last N_{Ed} oder V_{Ed} und der Grundlänge $2l_i$ an der Stelle des Ankers i einer Ankerschiene

α Verhältnis des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung auf Boden vom Typ A a_g zur Erdbeschleunigung g

α_{eq} Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von großen Rissen und der Streuung der Last-Verschiebungs-Kurven bei seismischer Beanspruchung

α_{gap} Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung von Trägheitseffekten infolge eines Lochspiels zwischen Befestigungselement und Anbauteil, im Falle seismischer Querbeanspruchung, angegeben in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation

α_v Verhältnis des Bemessungswertes der vertikalen Bodenbeschleunigung auf Boden vom Typ A a_{vg} zur Erdbeschleunigung g (siehe Gleichung (C.6))

α_v Winkel zwischen dem Bemessungswert der Querlast V_{Ed} (einzelnes Befestigungselement) oder V_{Ed}^g (Gruppe von Befestigungselementen) und einer Linie, die senkrecht auf der Kante steht, die auf Betonkantenbruch (en: concrete edge failure) geprüft wird, $0^\circ \leq \alpha_v \leq 90^\circ$, siehe Bild 7.12 und Gleichung (7.48)

α_1, α_2 Einflussfaktoren nach EN 1992-1-1:2004, 8.4.4

C_d Nennwert, z. B. Grenzwert der Verschiebung

C_{Ed} resultierender Bemessungswert der Druckkraft unter dem Anbauteil (siehe Bild 6.2) und Druck infolge Biegung (siehe Bild 6.8)

C_{pr}	Kraft zum Ausbrechen von Beton auf der lastabgewandten Seite (en: prying force)
E	Auswirkung der Einwirkung
E_d	Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkung
F	Kraft im Allgemeinen
F_{va}	vertikale Auswirkungen der Erdbebeneinwirkung auf nichttragende Bauteile
g	Erdbeschleunigung
γ	Teilsicherheitsbeiwert
γ_a	Bedeutungsbeiwert des nichttragenden Bauteils
γ_{inst}	Faktor, der die Empfindlichkeit von nachträglich montierten Befestigungselementen hinsichtlich der Montage berücksichtigt
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für den Werkstoff
γ_{Mc}	Teilsicherheitsbeiwert für die Versagensarten Betonausbruch, Betonkantenbruch, lokaler Betonausbruch und Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite
γ_{Ms}	Teilsicherheitsbeiwert für Stahlbruch
H	Gebäudehöhe, gemessen vom Boden oder von der Oberkante eines festen Fundaments
M	Moment
M_{Ed}^{ch}	Bemessungswert für Biegemomente, die in Folge von Zuglasten N_{Ed}^{cb} (siehe 6.3.2 (4)) auf die Ankerschiene wirken
$M_{Rd,s,flex}$	Bemessungswert für den Widerstand gegen Verbiegen von Schienen bei Zuglast, im Falle von Stahlbruch
$M_{Rk,s,flex}$	charakteristischer Widerstand gegen Verbiegen von Schienen bei Zuglast, im Falle von Stahlbruch
N	Normalkraft (positiv = Zugkraft, negativ = Druckkraft)
N_{Ed}	resultierender Bemessungswert der Zugkraft des zugbeanspruchten Befestigungselementes
N_{Ed}^a	Bemessungswert der Zuglast, die auf den Anker einer Ankerschiene einwirkt
N_{Ed}^{cb}	resultierender Bemessungswert der auf die Spezialschraube einwirkenden Zugkraft
$N_{Ed}^h(V_{Ed}^h)$	Bemessungswert der Zuglast (Querlast), die auf das höchstbeanspruchte Befestigungselement einer Gruppe von Befestigungselementen einwirkt
$N_{Ed}^g(V_{Ed}^g)$	Bemessungswert der resultierenden Zuglast (Querlast) der Befestigungselemente einer Gruppe von Befestigungselementen, die Zuglasten (Querlasten) wirksam aufnehmen
$N_{Ed,re}$	Bemessungswert der auf die Zusatzbewehrung einwirkenden Zuglast
$N_{Ed,re}^a$	Bemessungswert der auf die Zusatzbewehrung eines Ankers einer Ankerschiene einwirkenden Zuglast
$N_{Rd,a}$	Bemessungswert des Widerstandes der Zusatzbewehrung im Zusammenhang mit

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

Verankerungsbruch

$N_{Rd,c}$	Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall Betonausbruch bei Zuglast
$N_{Rd,cb}$	Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall lokaler Betonausbruch bei Zuglast
$N_{Rd,p}$	Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall Herausziehen bei Zuglast
$N_{Rd,re}$	Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall Stahlbruch der Zusatzbewehrung
$N_{Rd,s}$	Bemessungswert für die Festigkeit des Stahls eines Befestigungselementes oder einer Spezialschraube bei Zuglast
$N_{Rd,s,a}$	Bemessungswert für die Festigkeit des Stahls eines Ankers einer Ankerschiene bei Zuglast
$N_{Rd,s,c}$	Bemessungswert für die Festigkeit des Stahls der Verbindung zwischen Anker und Schiene einer Ankerschiene bei Zuglast
$N_{Rd,s,l}$	Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall Stahlbruch bezüglich lokaler Verbiegung der Schienenlippe bei Zuglast
$N_{Rd,sp}$	Bemessungswert des Widerstandes für den Versagensfall Betonspaltung bei Zuglast
$N_{Rk,c}$	charakteristischer Widerstand für den Versagensfall Betonausbruch bei Zuglast
$N_{Rk,cb}$	charakteristischer Widerstand für den Versagensfall lokaler Betonausbruch bei Zuglast
$N_{Rk,p}$	charakteristischer Widerstand für den Versagensfall Herausziehen bei Zuglast
$N_{Rk,p,fi}$	charakteristischer Widerstand gegen Zug für den Versagensfall Herausziehen bei Brandeinwirkung
$N_{Rk,re}$	charakteristischer Widerstand für den Versagensfall Stahlbruch der Zusatzbewehrung
$N_{Rk,s}$	charakteristischer Wert für die Festigkeit des Stahls eines Befestigungselementes oder einer Spezialschraube bei Zuglast
$N_{Rk,s,a}$	charakteristischer Wert für die Festigkeit des Stahls eines Ankers einer Ankerschiene bei Zuglast
$N_{Rk,s,c}$	charakteristischer Wert für die Festigkeit des Stahls der Verbindung zwischen Anker und Schiene einer Ankerschiene bei Zuglast
$N_{Rk,s,fi}$	charakteristischer Widerstand gegen Zug für den Versagensfall Stahlbruch bei Brandeinwirkung
$N_{Rk,s,l}$	charakteristischer Widerstand für den Versagensfall Stahlbruch bezüglich lokaler Verbiegung der Schienenlippe bei Zuglast
$N_{Rk,sp}$	charakteristischer Widerstand für den Versagensfall Betonspalten bei Zuglast
ϕ_m	Biegerollendurchmesser eines Betonstahls
$\psi_{ch,c,N}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer Ecke auf den Widerstand gegen Betonausbruch für eine Ankerschiene
$\psi_{ch,c,Nb}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer Ecke auf den Widerstand gegen lokalen Betonausbruch für eine Ankerschiene

$\psi_{ch,c,V}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer Ecke auf den Widerstand gegen Betonkantenbruch für eine Ankerschiene
$\psi_{ch,e,N}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses eines Randes auf den Widerstand gegen Betonausbruch für eine Ankerschiene
$\psi_{ch,h,Nb}$	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung der Dicke des Betonbauteils auf den Widerstand gegen lokalen Betonausbruch für eine Ankerschiene
$\psi_{ch,h,V}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Dicke des Betonbauteils auf den Widerstand gegen Betonkantenbruch für eine Ankerschiene
$\psi_{ch,s,N}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses benachbarter Anker auf den Widerstand gegen Betonausbruch für eine Ankerschiene
$\psi_{ch,s,Nb}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses benachbarter Anker auf den Widerstand gegen lokalen Betonausbruch für eine Ankerschiene
$\psi_{ch,s,V}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses benachbarter Anker auf den Widerstand gegen Betonkantenbruch für eine Ankerschiene
$\psi_{ch,90^\circ,V}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Querlasten, die parallel zur Kante wirken, auf den Widerstand gegen Betonkantenbruch für eine Ankerschiene
$\psi_{ec,N}$	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung auf die Gruppe für den Versagensfall Betonausbruch, wenn auf die einzelnen Befestigungselemente der Gruppe unterschiedliche Zuglasten einwirken
$\psi_{ec,Nb}$	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung auf die Gruppe für den Versagensfall lokaler Betonausbruch, wenn auf die einzelnen Befestigungselemente der Gruppe unterschiedliche Zuglasten einwirken
$\psi_{ec,Np}$	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung auf die Gruppe für den kombinierten Versagensfall Herausziehen und Betonausbruch bei Verbunddübeln, wenn auf die einzelnen Befestigungselemente der Gruppe unterschiedliche Zuglasten einwirken
$\psi_{ec,V}$	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung auf die Gruppe für den Versagensfall Betonkantenbruch, wenn auf die einzelnen Befestigungselemente der Gruppe unterschiedliche Querlasten einwirken
$\psi_{g,Nb}$	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung auf die Gruppe für den Versagensfall lokaler Betonausbruch, für eine Anzahl von Befestigungselementen in einer Reihe parallel zum Rand
$\psi_{g,Np}$	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung auf die Gruppe für Verbunddübel mit engem Achsabstand
$\psi_{h,sp}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der wirklichen Bauteildicke auf den Widerstand gegen Spalten des Betons
$\psi_{h,V}$	Faktor zur Berücksichtigung der Tatsache, dass der Widerstand gegen Betonkantenbruch nicht proportional mit der Bauteildicke steigt
$\psi_{M,N}$	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung von Druckkräften zwischen dem Anbauteil und dem Beton, im Fall von Biegemomenten mit oder ohne Axialkraft
$\psi_{re,N}$	Schalenabplatzbeiwert
$\psi_{re,V}$	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkung von Bewehrungen, die an einer Kante positioniert sind, für den Versagensfall Betonkantenbruch

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

$\psi_{s,N}$	Faktor zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustands im Beton durch die Nähe eines Randes im Betonbauteil, für den Versagensfall Betonausbruch
$\psi_{s,Nb}$	Faktor zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustands im Beton durch die Nähe eines Randes im Betonbauteil, für den Versagensfall lokaler Betonausbruch
$\psi_{s,Np}$	Faktor zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustands im Beton durch die Nähe eines Randes im Betonbauteil, für den kombinierten Versagensfall Herausziehen und Betonausbruch bei Verbunddübeln
$\psi_{s,V}$	Faktor zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustands im Beton durch die Nähe eines Randes im Betonbauteil, für den Versagensfall Betonkantenbruch
$\psi_{\alpha,V}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer Querlast, die schräg zur Kante gerichtet ist, für den Versagensfall Betonkantenbruch
q	Verhaltensbeiwert
q_a	Verhaltensbeiwert für nichttragende Bauteile
Q_{ind}	indirekte variable Einwirkung
R	Widerstand
R_d	Bemessungswert des Widerstandes
R_k	charakteristischer Wert des Widerstandes
δ	Verschiebung der Befestigungselemente
S	Bodenbeiwert
S_a	Erdbebenbeiwert für horizontale Einwirkung, gilt für nichttragende Bauteile
S_{va}	Erdbebenbeiwert für vertikale Einwirkung, gilt für nichttragende Bauteile
$s_{l,N}$	charakteristischer Achsabstand von Spezialschrauben für den Versagensfall Aufbiegen der Schienenlippe bei Zuglast
$s_{l,V}$	charakteristischer Achsabstand von Spezialschrauben für den Versagensfall Aufbiegen der Schienenlippe bei Querlast
$\sigma_{Rk,s,fi}$	charakteristische Zugfestigkeit eines Befestigungselementes für den Versagensfall Stahlbruch bei Brandeinwirkung
T_a	Grundschwingungsdauer eines nichttragenden Bauteils
T_{Ed}	Bemessungswert des auf das Anbauteil einwirkenden Torsionsmomentes (siehe Bild 6.4 und Bild 7.11)
T_1	Grundschwingungsdauer des Gebäudes in der betrachteten Richtung
τ_{Rk}	charakteristische Verbundtragfähigkeit eines nachträglich montierten Befestigungselementes in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse des Betons, in ungerissenem Beton ($\tau_{Rk,ucr}$) oder in gerissenem Beton ($\tau_{Rk,cr}$)
$\tau_{Rk,s,fi}$	charakteristische Querlasttragfähigkeit eines Befestigungselementes für den Versagensfall Stahlbruch bei Brandeinwirkung

V	Querkraft
V_a	Querkraft an einem Befestigungselement (siehe Bild 6.4)
V_{Ed}	Bemessungswert für die Querkraft
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert für den Widerstand für den Versagensfall Betonkantenbruch bei Querlast
$V_{Rd,cp}$	Bemessungswert für den Widerstand für den Versagensfall Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite bei Querlast
$V_{Rd,s}$	Bemessungswert für die Festigkeit des Stahls eines Befestigungselementes oder einer Spezialschraube bei Querlast
$V_{Rd,s,a}$	Bemessungswert für die Festigkeit des Stahls eines Ankers einer Ankerschiene bei Querlast
$V_{Rd,s,c}$	Bemessungswert für die Festigkeit des Stahls der Verbindung zwischen Anker und Schiene einer Ankerschiene bei Querlast
$V_{Rd,s,l}$	Bemessungswert für den Widerstand für den Versagensfall Stahlbruch bezüglich lokaler Verbiegung der Schienenlippe bei Querlast
$V_{Rd,s,M}$	Bemessungswert für den Widerstand für den Versagensfall Stahlbruch mit Hebelarm bei Querlast
$V_{Rk,c}$	charakteristischer Widerstand für den Versagensfall Betonkantenbruch bei Querlast
$V_{Rk,cp}$	charakteristischer Widerstand für den Versagensfall Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite bei Querlast
$V_{Rk,cp,fi}$	charakteristischer Widerstand für den Versagensfall Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite bei Querlast und Brandeinwirkung
$V_{Rk,s}$	charakteristischer Wert für die Festigkeit des Stahls eines Befestigungselementes oder einer Spezialschraube bei Querlast
$V_{Rk,s,a}$	charakteristischer Wert für die Festigkeit des Stahls eines Ankers und Schiene einer Ankerschiene bei Querlast
$V_{Rk,s,c}$	charakteristischer Wert für die Festigkeit des Stahls der Verbindung zwischen Anker und Schiene einer Ankerschiene bei Querlast
$V_{Rk,s,fi}$	charakteristischer Wert für die Quertragfähigkeit für den Versagensfall Stahlbruch bei Brandeinwirkung
$V_{Rk,s,l}$	charakteristischer Wert für den Widerstand für den Versagensfall Stahlbruch bezüglich lokaler Verbiegung der Schienenlippe bei Querlast
$V_{Rk,s,M}$	charakteristischer Widerstand für den Versagensfall Stahlbruch mit Hebelarm bei Querlast
W_a	Gewicht eines nichttragenden Bauteils
z	Höhe des nichttragenden Bauteils über der Anwendungsebene der Erdbebeneinwirkung

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

3.2.4 Beton und Stahl

A_s	Spannungsquerschnitt eines Befestigungselements
$A_{s,re}$	Spannungsquerschnitt eines Betonstahls
ε	Dehnung
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundfestigkeit der Zusatzbewehrung
f_{ck}	Nennwert der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit (150 mm Durchmesser über 300 mm Höhe)
f_{uk}	Nennwert der charakteristischen Zugfestigkeit des Stahls
f_{yk}	Nennwert der charakteristischen Streckgrenze
$f_{yk,re}$	Nennwert der charakteristischen Streckgrenze der Bewehrung
I_p	polares Flächenträgheitsmoment der Befestigung
I_y	Trägheitsmoment der Schiene bezogen auf die y -Achse der Schiene (siehe Bild 3.2)
σ	Spannung im Beton (zur Bestimmung von gerissenem gegenüber ungerissenem Beton-zustand)
w_k	Rissbreite
W_{el}	elastisches Widerstandsmoment, berechnet aus dem Spannungsquerschnitt

3.2.5 Befestigungselemente und Befestigungen, Bewehrung

a	Abstand zwischen den äußeren Befestigungselementen von angrenzenden Befestigungen
a_1 (a_2)	Abstand der äußeren Befestigungselemente benachbarter Befestigungen in Richtung 1 (Richtung 2) (siehe Bild 3.4)
a_3	Abstand zwischen Betonoberfläche und Stelle der angenommenen Einspannung eines Befestigungselementes unter Querlast mit Hebelarm (siehe Bild 6.6)
α	Faktor zur Berücksichtigung des Grades der Einspannung der Befestigung
b_1	Breite der Ankerplatte (siehe Bild 3.1)
b_{ch}	Breite der Schiene (siehe Bild 3.2)
b_{fix}	Breite des Anbauteils
c	Randabstand, gemessen zur Achse des Befestigungselementes oder zur Achse einer Ankerschiene
c_1	Randabstand in Richtung 1 (siehe Bild 3.4)
c_2	Randabstand in Richtung 2 (siehe Bild 3.4), dabei ist Richtung 2 senkrecht zur Richtung 1
c_{cr}	charakteristischer Randabstand zur Sicherstellung des charakteristischen Widerstandes eines einzelnen Befestigungselementes
$c_{cr,N}$ ($c_{cr,V}$)	charakteristischer Randabstand zur Sicherstellung der Übertragung des charakteristischen Widerstandes eines einzelnen Befestigungselementes oder eines Ankers einer Ankerschiene bei Zuglast im Falle eines Betonausbruchs (Betonkantenausbruch bei Scherbeanspruchung)

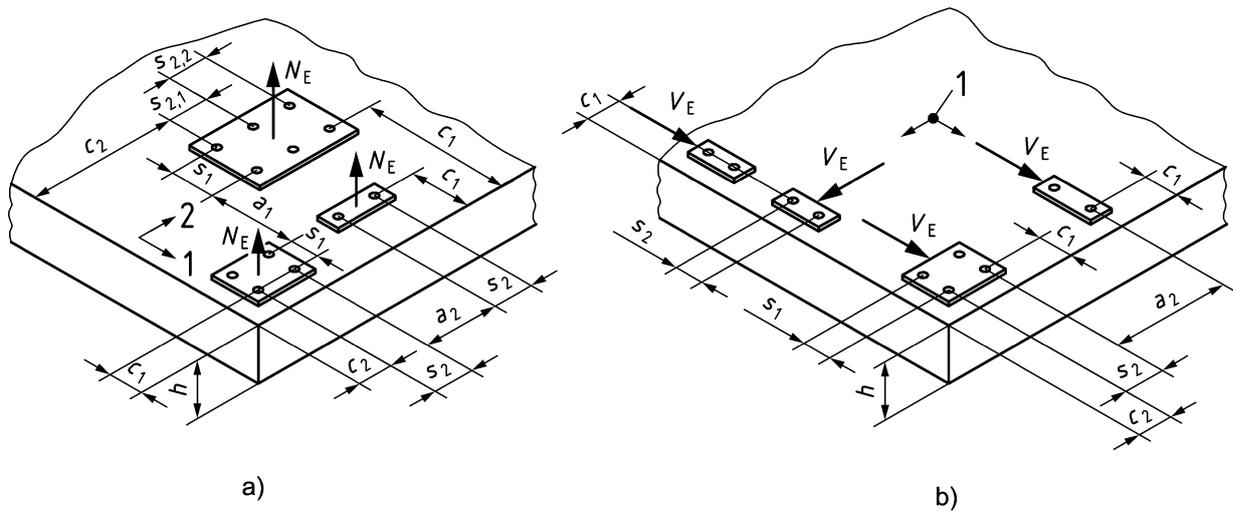
$c_{cr,Np}$	charakteristischer Randabstand zur Sicherstellung der Übertragung des charakteristischen Widerstandes eines einzelnen Verbunddübels bei Zuglast, für den kombinierten Versagensfall Betonausbruch und Herausziehen
c_{min}	kleinster zulässiger Randabstand
d	Durchmesser des Befestigungselementes oder des Gewindedurchmessers, Durchmesser des Bolzens oder des Kopfbolzenschafts, wirksame Tiefe der Zusatzbewehrung (siehe Bild 6.8)
d_a	Durchmesser des Ankers einer Ankerschiene (Rund-Anker)
d_f	Durchmesser des Durchgangslochs im Anbauteil
d_h	Durchmesser des Kopfes eines Kopfbolzens (siehe Bild 3.1)
d_{nom}	Außendurchmesser des Befestigungselementes
E	Elastizitätsmodul
e_1	Abstand zwischen Querlast und Betonoberfläche (siehe Bild 6.6)
e_N	Exzentrizität der resultierenden Zugkraft der zugbeanspruchten Befestigungselemente in Bezug auf den Schwerpunkt der zugbeanspruchten Befestigungselemente (siehe Bild 6.3)
e_s	Abstand zwischen der Achse der Querlast und der Achse der Zusatzbewehrung zur Aufnahme der Querlast (siehe Bild 6.8)
e_V	Exzentrizität der resultierenden Querkraft der querbeanspruchten Befestigungselemente in Bezug auf den Schwerpunkt der querbeanspruchten Befestigungselemente (siehe Bild 7.15)
h	Dicke des Betonbauteils, in dem das Befestigungselement montiert ist (siehe Bild 3.4)
h_{ch}	Höhe der Schiene (siehe Bild 3.2)
h_{ef}	wirksame Verankerungstiefe (siehe Bilder 3.1 bis 3.3)
h_{min}	minimale zulässige Dicke des Betonbauteils
h_{nom}	Nennlänge des an die Ankerplatte angeschweißten Kopfbolzens
l_1	Verankerungslänge des Betonstahls in dem angenommenen Betonausbruchkörper (siehe Bilder 7.2 und 7.10)
l_a	wirksamer Hebelarm der Querkraft, die auf das Befestigungselement oder auf die Ankerschiene wirkt (siehe Bild 6.6), in der Berechnung verwendet
l_{bd}	Bemessungswert der Verankerungslänge der Bewehrung
l_i	Einflusslänge einer externen Last N_{Ed} oder V_{Ed} entlang einer Ankerschiene (siehe Bild 6.7 und Gleichung (6.5))
n	Anzahl der Befestigungselemente in einer Gruppe
n_{re}	Anzahl der für ein Befestigungselement wirksamen Stäbe der Zusatzbewehrung
ϕ	Durchmesser eines Bewehrungsstabs
s	Achsabstand der Befestigungselemente innerhalb einer Gruppe, gemessen von Mitte zu Mitte der Befestigungselemente (siehe Bild 3.4) oder Achsabstand bei Ankern einer Ankerschiene (siehe Bild 6.7) oder Achsabstand der Betonstähle
s_1 (s_2)	Achsabstand von Befestigungselementen in einer Gruppe in Richtung 1 (Richtung 2) (siehe Bild 3.4)
s_{cbo}	Achsabstand der Spezialschrauben einer Ankerschiene

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

s_{cr}	charakteristischer Achsabstand zur Sicherstellung des charakteristischen Widerstandes eines einzelnen Befestigungselementes oder Ankers einer Ankerschiene
$s_{cr,N} (s_{cr,V})$	charakteristischer Achsabstand von Befestigungselementen oder Ankern von Ankerschienen zur Sicherstellung des charakteristischen Widerstandes einzelner Befestigungselemente oder Anker einer Ankerschiene für den Fall des kegelförmigen Betonausbruches bei Zuglast (Betonkantenbruch bei Querlast)
s_{min}	kleinster zulässiger Achsabstand
t	Dicke einer Ankerplatte (siehe Bild 3.1)
t_{fix}	Dicke des Anbauteils
t_{grout}	Dicke des Mörtelbettes
t_h	Dicke des Kopfes eines Kopfbolzens
z	innerer Hebelarm einer Befestigung, mit Hilfe der Elastizitätstheorie berechnet (siehe Bild 6.2 und Gleichung (7.7)); innerer Hebelarm eines Betonbauteils (siehe Bild 6.8)

3.2.6 Einheiten

In dieser Europäischen Norm werden SI-Einheiten verwendet. Falls in den Gleichungen nicht anders angegeben, werden die folgenden Einheiten verwendet: Maße werden in mm, Querschnitte in mm², Widerstandsmomente in mm³, Trägheitsmomente in mm⁴, Kräfte und Lasten in N und Spannungen, Festigkeiten und Elastizitätsmodule in N/mm² angegeben.



Legende

- 1 Indizes 1 und 2: Bei Befestigungen, die nahe am Bauteilrand liegen und Zuglasten ausgesetzt sind, Index 1: in Richtung der Senkrechten zum Bauteilrand, Index 2: in Richtung parallel zum Bauteilrand. Bei Querlasten hängt der Index von der Kante ab, für die der Nachweis gegen Betonkantenbruch geführt wird (Index 1: Richtung senkrecht zum Bauteilrand, für die der Nachweis geführt wird; Index 2: senkrecht zu Richtung 1)
- a) Befestigungen, die einer Zuglast ausgesetzt sind
- b) Befestigungen, die einer Querlast ausgesetzt sind, im Fall einer Befestigung nahe am Bauteilrand

Bild 3.4 — Definitionen zu Betonkörperabmessungen sowie Rand- und Achsabständen von Befestigungselementen

4 Grundlagen der Bemessung

4.1 Allgemeines

(1) Befestigungselemente und Ankerschienen müssen allen Einwirkungen und Einflüssen, die während der Ausführung und Verwendung entstehen können, mit angemessener Zuverlässigkeit dauerhaft widerstehen (Grenzzustand der Tragfähigkeit). Sie dürfen sich nicht in unzulässigem Maß verformen (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) und sie müssen für die ihnen zugewiesene Verwendung geeignet bleiben (Dauerhaftigkeit). Sie dürfen durch außergewöhnliche Ereignisse nicht in einem zur ursprünglichen Ursache unverhältnismäßig großem Ausmaß beschädigt werden.

(2) Befestigungen und Ankerschienen müssen nach denselben Prinzipien und Anforderungen bemessen werden, die für Bauwerke nach EN 1990, einschließlich Lastkombinationen, und nach EN 1992-1-1 gelten.

ANMERKUNG Es wird angenommen, dass eine Bemessung, die auf den in dieser Europäischen Norm und in den Anhängen der EN 1990 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten basiert, zu einem Tragwerk führt, das der Zuverlässigkeitsklasse RC2 entspricht, d. h. einen β -Wert von 3,8 für einen Zeitraum von 50 Jahren aufweist. Weitere Informationen sind in EN 1990 angegeben.

(3) Die Entwurfsnutzungsdauer des Befestigungselementes oder der Ankerschiene darf nicht geringer sein als die des Anbauteils. Den Teilsicherheitsbeiwerten für den Widerstand und die Dauerhaftigkeit in dieser Europäischen Norm liegt eine Bemessungsnutzungsdauer der Befestigung von 50 Jahren für die Befestigung oder Ankerschiene zugrunde.

(4) Werte für Einwirkungen müssen den entsprechenden Teilen der Normenreihe EN 1991 oder im Fall von Erdbebeneinwirkungen der Normenreihe EN 1998 entnommen werden (siehe Anhang C).

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

(5) Ist die Befestigung Ermüdungs- oder Erdbebeneinwirkungen ausgesetzt, dürfen nur Befestigungselemente, die für diesen Anwendungsbereich geeignet sind, verwendet werden (siehe die entsprechende Europäische Technische Produktspezifikation).

(6) Die Bemessung der Betonbauteile, auf die das Anbauteil die einwirkenden Lasten weiterleitet, muss für eine sichere Übertragung der Lasten zu den Auflagern des Bauteils mit der Normenreihe EN 1992-1 und den Anforderungen von Anhang A übereinstimmen.

(7) Für die Bemessung und Ausführung von Befestigungen und Ankerschienen gelten dieselben Qualitätsanforderungen wie für die Bemessung und Ausführung des Bauwerks und des Anbauteils:

- Die Bemessung der Befestigung und Ankerschiene muss durch qualifiziertes Personal erfolgen;
- die Ausführung muss nach den Anforderungen aus Anhang F erfolgen.

4.2 Erforderliche Nachweise

(1) Befestigungselemente müssen in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1 und EN 1998-1 (falls anwendbar) überprüft werden.

(2) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden Nachweise für alle gegebenen Lastrichtungen und alle möglichen Versagensarten gefordert.

(3) Im Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit muss nachgewiesen werden, dass die Verschiebungen, die durch die maßgeblichen Einwirkungen auftreten, nicht größer sind als die zulässige Verschiebung.

(4) Der Werkstoff des Befestigungselementes und sein Korrosionsschutz müssen unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen am Ort der Montage und der Möglichkeiten der Inspektion, der Wartung und der Ersetzbarkeit des Befestigungselementes ausgewählt und nachgewiesen werden. Angaben sind im informativen Anhang B gegeben.

(5) Wenn anwendbar, muss die Befestigung einen entsprechenden Feuerwiderstand besitzen. Im Rahmen dieser Europäischen Norm wird davon ausgegangen, dass der Feuerwiderstand des Anbauteils ausreichend ist. Anhang D beschreibt die Grundlagen, Anforderungen und Regeln für die Bemessung von Befestigungen, die Brandeinwirkung ausgesetzt sind.

4.3 Nachweisverfahren

(1) Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen, dass:

$$E_d \leq R_d \quad (4.1)$$

und für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nachzuweisen, dass:

$$E_d \leq C_d \quad (4.2)$$

(2) Die auf die Befestigungselemente einwirkenden Kräfte müssen unter Verwendung angemessener Kombinationen von Lasten auf das Anbauteil nach EN 1990 abgeleitet werden. Die Kräfte Q_{ind} , die sich aus Zwangsverformungen, von innen (z. B. Schwinden) oder von außen (z. B. Temperaturänderungen), des befestigten Bauteils ergeben, müssen bei der Bemessung der Befestigungselemente berücksichtigt werden. Die Bemessungslast muss als $\gamma_{ind} \cdot Q_{ind}$ interpretiert werden.

(3) Im Allgemeinen dürfen die auf die Ankerplatte angreifenden Lasten unter Vernachlässigung der Verschiebungen der Befestigungselemente oder Ankerschienen berechnet werden. Die Auswirkung der Verschiebung der Befestigungselemente oder Ankerschienen sollte jedoch berücksichtigt werden, wenn ein statisch unbestimmtes steifes Bauteil befestigt wird.

(4) Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird der Bemessungswert des Widerstandes aus dem charakteristischen Widerstand des Befestigungselementes, der Gruppe von Befestigungselementen oder der Ankerschienen wie folgt berechnet:

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (4.3)$$

(5) Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit muss der Wert E_d , der der Bemessungswert für die Verschiebung des Befestigungselementes oder der Ankerschiene ist, auf Basis der Informationen aus der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation abgeleitet werden. Außerdem müssen bei Querlast Risse des Betons für die Befestigung mit Zusatzbewehrung und für eingebettete Grundplatten in randnahen Bereichen berücksichtigt werden. Für den Wert C_d siehe Abschnitt 11.

4.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

4.4.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Lasten

(1) Teilsicherheitsbeiwerte müssen mit EN 1990 übereinstimmen.

(2) Für den Nachweis von indirekten Lasten und Ermüdungslasten müssen die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{ind} und $\gamma_{F,fat}$ verwendet werden.

ANMERKUNG Die Werte γ_{ind} und $\gamma_{F,fat}$ für die Verwendung in einem Land dürfen seinem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind $\gamma_{ind} = 1,2$ für Betonbruch und $\gamma_{ind} = 1,0$ für andere Versagensarten, und im Fall von Ermüdungsbeanspruchung $\gamma_{F,fat} = 1,0$.

4.4.2 Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand

4.4.2.1 Allgemeines

Der Faktor zur Berücksichtigung der Empfindlichkeit von nachträglich montierten Befestigungselementen hinsichtlich der Montage γ_{inst} ist als Teil in γ_{Mc} enthalten (siehe Tabelle 4.1). Er hat seinen Ursprung in der Vorqualifizierung des Produktes. Der Faktor γ_{inst} ist produktabhängig und in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben. Daher darf γ_{inst} nicht modifiziert werden.

Tabelle 4.1 — Empfohlene Werte für Teilsicherheitsbeiwerte

Versagensart	Teilsicherheitsbeiwert	
	Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen	Außergewöhnliche Bemessungssituation
Stahlversagen – Befestigungselemente		
Zuglast	$= 1,2 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,4$	$= 1,05 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$
Querlast mit und ohne Hebelarm	$= 1,0 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$ wenn $f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2$ und $f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8$	$= 1,0 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$ wenn $f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2$ und $f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8$
	γ_{Ms} $= 1,5$ wenn $f_{uk} > 800 \text{ N/mm}^2$ oder $f_{yk}/f_{uk} > 0,8$	$= 1,3$ wenn $f_{uk} > 800 \text{ N/mm}^2$ oder $f_{yk}/f_{uk} > 0,8$
Stahlversagen – Ankerschienen		
Zuglast in Anker und Spezialschrauben	$= 1,2 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,4$	$= 1,05 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$
Querlast mit und ohne Hebelarm in Spezialschrauben	$= 1,0 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$ wenn $f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2$ und $f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8$	$= 1,0 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$ wenn $f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2$ und $f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8$
	γ_{Ms} $= 1,5$ wenn $f_{uk} > 800 \text{ N/mm}^2$ oder $f_{yk}/f_{uk} > 0,8$	$= 1,3$ wenn $f_{uk} > 800 \text{ N/mm}^2$ oder $f_{yk}/f_{uk} > 0,8$
Verbindung zwischen Anker und Schiene, bei Zug- und Querlast	$= 1,8$	$= 1,6$
Lokales Versagen der Ankerschiene durch Aufbiegen der Schienenlippe, bei Zug- und Querlast	$= 1,8$	$= 1,6$
Biegung der Schiene	$\gamma_{Ms,flex} = 1,15$	$= 1,0$
Stahlversagen – Zusatzbewehrung		
Zuglast	$\gamma_{Ms,re} = 1,15^a$	$= 1,0$
Betonversagen		
Betonausbruch, Betonkantenbruch, lokaler Betonausbruch, Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	$\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$ $= 1,5^a$ für seismische Reparatur und Verstärkung von Gebäuden siehe EN 1998	$= \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$ $= 1,2^a$ für seismische Reparatur und Verstärkung von bestehenden Gebäuden siehe EN 1998
	γ_c	
	γ_{inst}	$= 1,0$ für Kopfbolzen und Ankerschienen, die die Anforderungen von 4.6 erfüllen (bei Zug- und Querlast) $\geq 1,0$ für nachträglich montierte Befestigungselemente bei Zuglast, siehe entsprechende Europäische

Versagensart	Teilsicherheitsbeiwert	
	Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen	Außergewöhnliche Bemessungssituation
	Technische Produktspezifikation = 1,0 für nachträglich montierte Befestigungselemente bei Querlast	
Betonspalten	γ_{Msp}	γ_{Mc}
Versagensart Herausziehen und kombinierte Versagensart Herausziehen und Betonbruch	γ_{Mp}	γ_{Mc}

^a Die Werte sind in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1.

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

4.4.2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit (Beanspruchung durch statische, quasi-statische und seismische Einwirkungen)

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Befestigungen, die statischen, quasi-statischen und seismischen Belastungen ausgesetzt sind, müssen zur Ermittlung der charakteristischen Widerstände verwendet werden.

(2) Die empfohlenen Werte für die Teilsicherheitsbeiwerte von Befestigungen, die seismischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, sind mit den entsprechenden Werten für quasi-statische Lasten identisch. Für außergewöhnliche Lasten werden die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 4.1 empfohlen.

ANMERKUNG Der Wert für den Teilsicherheitsbeiwert für die Verwendung in einem Land bei statischen, quasi-statischen, seismischen und außergewöhnlichen Beanspruchungen darf dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden, wenn der Teilsicherheitsbeiwert produktunabhängig ist. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle 4.1 angegeben. Darin ist berücksichtigt, dass der charakteristische Widerstand in Bezug auf das Versagen von Stahl auf f_{yk} basiert, außer im Fall Biegung der Schiene von Ankerschienen und Stahlbruch der Zusatzbewehrung, wo der charakteristische Widerstand auf f_{yk} beruhen sollte.

4.4.2.3 Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ermüdungsbeanspruchung)

Für charakteristische Widerstände von Befestigungen unter Ermüdungsbeanspruchung müssen die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{Ms,fat}$, $\gamma_{Mc,fat}$, $\gamma_{Msp,fat}$ und $\gamma_{Mp,fat}$ verwendet werden.

ANMERKUNG Die Werte für die Teilsicherheitsbeiwerte von Befestigungen, die Ermüdungsbeanspruchungen ausgesetzt sind, dürfen für die Verwendung in einem Land seinem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für den Material Sicherheitsbeiwert ist $\gamma_{Ms,fat} = 1,35$ (Stahlbruch), $\gamma_{Mc,fat} = \gamma_{Msp,fat} = \gamma_{Mp,fat} = 1,5 \cdot \gamma_{inst}$ (Versagensart Betonbruch).

4.4.2.4 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Der Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand ist γ_M und muss auf die charakteristischen Widerstände angewendet werden.

ANMERKUNG Der Wert für den Teilsicherheitsbeiwert für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit darf für die Verwendung in einem Land seinem Nationalen Anhang entnommen werden. Für den Teilsicherheitsbeiwert γ_M ist der Wert $\gamma_M = 1,0$ empfohlen.

4.5 Projektspezifikation

(1) Die Projektbeschreibung muss typischerweise Folgendes enthalten:

- a) Betonfestigkeitsklasse, die bei der Bemessung verwendet wurde, und eine Angabe darüber, ob der Beton bei der Bemessung als gerissen oder ungerissen angenommen wurde. Wird von ungerissenem Beton ausgegangen, ist ein Nachweis erforderlich (siehe 4.7).
- b) Umweltbeanspruchung, die bei der Bemessung angenommen wurde (siehe EN 206).
- c) Eine Anmerkung mit der Aussage, dass die Anzahl, der Hersteller, die Art und die Geometrie der Befestigungselemente oder Hersteller, Art und Geometrie der Ankerschiene oder Spezialschrauben nicht geändert werden dürfen, wenn dies nicht vom verantwortlichen Tragwerksplaner nachgewiesen und gestattet ist.
- d) Konstruktionszeichnungen oder zusätzliche Bemessungsdokumente sollten Folgendes enthalten:
 - 1) Lage der Befestigungselemente oder Ankerschienen im Bauwerk, einschließlich Toleranzen;
 - 2) Anzahl und Art der Befestigungselemente (einschließlich der Einbettungstiefe) oder Art der Ankerschienen und Spezialschrauben;
 - 3) Achs- und Randabstände der Befestigungen oder Ankerschienen, einschließlich Toleranzen (üblicherweise sollten diese nur mit positiven Toleranzen festgelegt sein);

- 4) Dicke des Anbauteils und Durchmesser der Durchgangslöcher (wenn anwendbar);
 - 5) Lage des Bauteils auf dem Anbauteil, einschließlich Toleranzen;
 - 6) maximale Dicke einer möglichen Zwischenschicht, z. B. Mörtelbett oder Wärmedämmung zwischen Anbauteil und Betonoberfläche;
 - 7) (besondere) Installationsanleitungen (wenn anwendbar); diese dürfen nicht im Widerspruch zu den Installationsanleitung des Herstellers stehen.
- e) Verweisung auf die Montageanleitung des Herstellers.
- f) Anmerkungen, dass das Befestigungselement so montiert werden muss, dass die festgelegte Verankerungstiefe sichergestellt ist.
- (2) Zur zusätzlichen Qualitätssicherung der Montage darf die Projektspezifikation nach einer Probelastung des Befestigungsmittels auf der Baustelle verlangen.

4.6 Montage der Befestigungselemente

Der Widerstand und die Zuverlässigkeit von Befestigungen werden entscheidend durch die Art und Weise der Montage der Befestigungselemente beeinflusst. Die Teilsicherheitsbeiwerte aus 4.4 gelten nur, wenn die Bedingungen und Annahmen aus Anhang F erfüllt sind.

4.7 Bestimmung des Zustandes des Betons

(1) In der Umgebung der Befestigung darf der Beton gerissen oder ungerissen sein. Der Zustand des Betons ist vom bemessenden Ingenieur für die Nutzungsdauer der Befestigung festzulegen.

ANMERKUNG Im Allgemeinen ist es konservativ, den Beton für die Nutzungsdauer als gerissen anzunehmen.

(2) Es darf von ungerissenem Beton ausgegangen werden, wenn nachgewiesen ist, dass sich das Befestigungselement unter der charakteristischen Kombination der Beanspruchung beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit seiner gesamten Verankerungstiefe in ungerissenem Beton befindet. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn Gleichung (4.4) befolgt wird (Druckspannungen sind negativ einzusetzen):

$$\sigma_L + \sigma_R \leq \sigma_{adm} \quad (4.4)$$

Dabei ist

σ_L die Spannung im Beton, die durch äußere Lasten, einschließlich der Lasten aus dem Befestigungselement, hervorgerufen werden;

σ_R die Spannung im Beton, die durch innere Zwangsverformungen (z. B. Schwinden des Betons) oder durch äußere Zwangsverformungen (z. B. durch Auflagerverschiebungen oder Temperaturschwankungen) hervorgerufen werden. Wird keine detaillierte Analyse durchgeführt, sollte $\sigma_R = 3 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden;

σ_{adm} die zulässige Zugspannung für die Definition von ungerissenem Beton.

Die Spannungen σ_L und σ_R sollten unter der Annahme berechnet werden, dass der Beton ungerissen ist. Bei Betonbauteilen, die Lasten in zwei Richtungen übertragen (z. B. Platten, Wände und Schalen) sollte Gleichung (4.4) für beide Richtungen erfüllt sein.

ANMERKUNG Der Wert für σ_{adm} ist im Nationalen Anhang eines Landes angegeben. Der empfohlene Wert ist $\sigma_{adm} = 0$ und basiert auf der charakteristischen Kombination der Beanspruchung beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

5 Dauerhaftigkeit

Befestigungselemente und Anbauteile müssen so ausgewählt werden, dass sie unter Berücksichtigung der Umweltbedingungen für das Bauwerk (wie zum Beispiel Expositionsclassen) eine ausreichende Dauerhaftigkeit besitzen, wie angegeben in EN 1992-1-1.

ANMERKUNG 1 Produktspezifische Angaben können in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben sein.

ANMERKUNG 2 Weitere Angaben enthält der informative Anhang B.

6 Ableitung von Lasteinwirkungen auf die Befestigungselemente — Berechnung

6.1 Allgemeines

(1) Abschnitt 6 gilt für statische und quasi-statische Lasten. Die Anforderungen an Ermüdungsbeanspruchung und seismische Beanspruchung sind in den entsprechenden Abschnitten 8 und 9 angegeben.

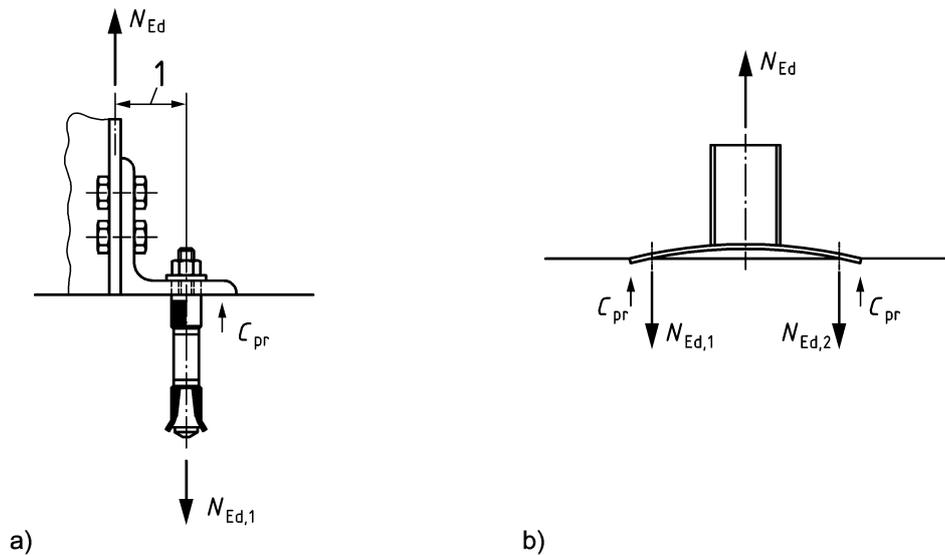
(2) Die auf ein Anbauteil einwirkenden Lasten müssen als statisch äquivalente Zug- und Querkräfte auf die Befestigungselemente übertragen werden.

(3) Wirken ein Biegemoment und/oder eine Druckkraft auf ein Anbauteil, das Kontakt mit Beton oder einem Mörtelbett hat, entsteht eine Reibungskraft. Wirkt zudem eine Querlast an einem Anbauteil, vermindert diese Reibung die auf das Befestigungselement einwirkende Querkraft. Die Reibungskräfte werden jedoch bei der Bemessung von Befestigungen im Rahmen dieser Europäischen Norm vernachlässigt.

(4) Exzentrizitäten und Abstützeffekte müssen ausdrücklich bei der Bemessung der Befestigungen berücksichtigt werden (siehe Bild 6.1). Abstützkräfte C_{pr} entstehen mit der Verformung des Anbauteils und der Verschiebung der Befestigungselemente.

(5) Im Allgemeinen darf die Verteilung der Lasten auf die einzelnen Befestigungselemente nach der Elastizitätstheorie erstellt werden, im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit darf für Kopfbolzen und für nachträglich montierte Befestigungselemente die Plastizitätstheorie verwendet werden, wenn die Bedingungen von CEN/TR 17081, *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Traglastverfahren für Befestigungsmittel von Kopfbolzen und Dübeln* befolgt werden.



Legende

1 Exzentrizität

C_{pr} Stützkraft

a) $N_{Ed,1} = N_{Ed} + C_{pr}$

b) $N_{Ed,1} = N_{Ed,2} = 0,5 N_{Ed} + C_{pr}$

Bild 6.1 — Exzentrizität und Stützwirkung - Beispiele für Erhöhung von Zugkräften, die a) durch Exzentrizität und b) durch Stützwirkung auf Befestigungselemente einwirken

6.2 Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente

6.2.1 Zuglasten

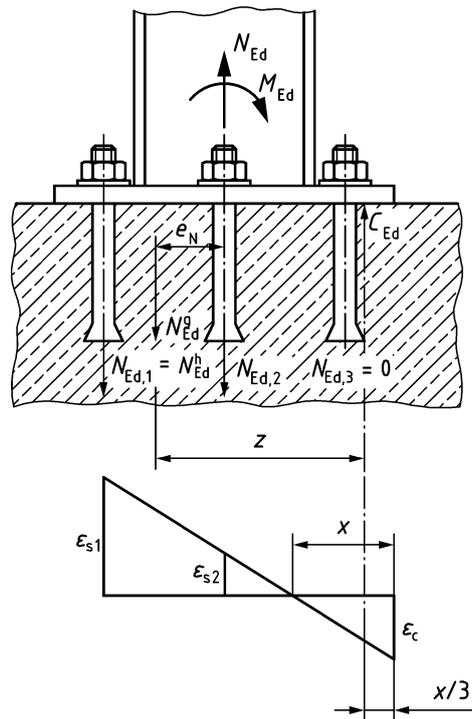
(1) Die Bemessungswerte der auf jedes Befestigungselement einwirkenden Zugkräfte, die aus den Bemessungswerten der auf das steife Einbauteil einwirkenden Normalkräfte und Biegemomente resultieren, dürfen unter der Annahme einer linearen Verteilung der Dehnungen, wie in Bild 6.2 dargestellt, und einer linearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung berechnet werden. Wenn sich die Ankerplatte mit oder ohne Mörtelbett auf den Beton abstützt, werden die Druckkräfte über das Anbauteil in den Beton eingeleitet. Die Verteilung der Lasten auf die Befestigungselemente darf analog der Elastizitätstheorie von Stahlbeton mit den folgenden Annahmen berechnet werden (siehe Bild 6.2):

- Das Anbauteil ist ausreichend steif, so dass eine lineare Dehnungsverteilung gilt (analog zur Bernoulli-hypothese).
- Die axiale Steifigkeit aller Befestigungselemente ist gleich. Die Steifigkeit sollte auf Grundlage der elastischen Dehnungen des Stahls im Befestigungselement bestimmt werden.
- Der Elastizitätsmodul des Betons ist EN 1992-1-1 zu entnehmen. Vereinfachend darf der Elastizitätsmodul von Beton mit $E_c = 30\,000\text{ N/mm}^2$ angenommen werden. Wenn in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation keine spezifische Angabe enthalten ist, darf der Elastizitätsmodul von Stahl für das Befestigungselement zur Vereinfachung mit $E_s = 210\,000\text{ N/mm}^2$ angenommen werden.
- In der Druckzone unterhalb des Anbauteils nehmen die Befestigungselemente keine Normalkräfte auf.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

- e) ^{N1)} Die Annahme aus 6.2.1 (1) a) darf als zutreffend betrachtet werden, wenn die Verformung der Grundplatte unter den Bemessungslasten ($\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$) elastisch und ihre Verformung im Vergleich zu den axialen Verschiebungen der Befestigungselemente vernachlässigbar bleibt. Ist diese Anforderung an die Verformung nicht erfüllt, muss das elastische Verformungsverhalten des Anbauteils entsprechend berücksichtigt werden, um den Bemessungswert für die auf jedes Befestigungselement einwirkenden Zuglasten zu bestimmen.
- f) Bei Gruppen von Befestigungselementen, bei denen auf die einzelnen Befestigungselementen der Gruppe unterschiedlich große Zugkräfte $N_{Ed,i}$ einwirken, wird der Widerstand der Gruppe gegen Versagen des Betons (d. h. Widerstand in den Versagensfällen kegelförmiger Betonausbruch, Kombination von Herausziehen und Betonausbruch bei Verbunddübeln, Betonspalten und lokaler Betonausbruch) durch die Exzentrizität e_N der Zugkraft N_{Ed}^g der Gruppe, bezogen auf den Schwerpunkt der zugbeanspruchten Befestigungselemente, beeinflusst. Daher muss diese Exzentrizität berechnet werden (siehe Bilder 6.2 und 6.3). Bilden die zugbeanspruchten Befestigungselemente keine rechteckige Anordnung (siehe Bild 6.3c)), darf diese Gruppe zur Vereinfachung zu einer rechteckigen Form ergänzt werden, um den Schwerpunkt zu ermitteln. Er darf als Punkt „5“ in Bild 6.3c) angenommen werden. Diese Vereinfachung führt zu einer größeren Exzentrizität und einem abgeminderten Widerstand des Betons.

^{N1)} Nationale Fußnote: Die Listenelemente e) und f) dieses Unterabschnittes müssen richtig „(2)“ und „(3)“ heißen.



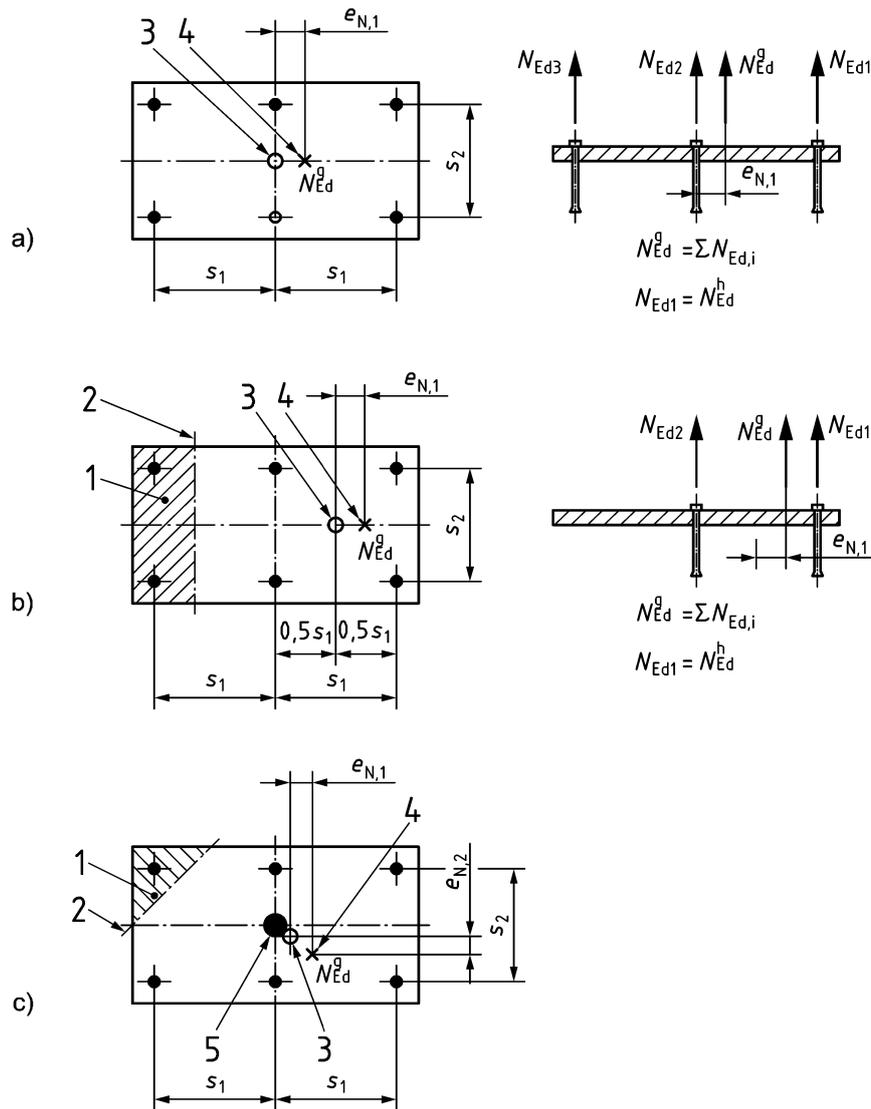
Legende

$$N_{Ed,i} = \epsilon_{s,i} \cdot E_s \cdot A_s$$

$$C_{Ed} = 0,5 \cdot b_{fix} \cdot x \cdot \epsilon_c \cdot E_c$$

Bild 6.2 — Befestigung mit einem steifen Anbauteil, das auf dem Beton lagert und durch ein Biegemoment und eine Normalkraft beansprucht wird – Beispiel

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)



Legende

- 1 druckbeanspruchte Fläche
 - 2 neutrale Achse
 - 3 geometrischer Schwerpunkt der zugbeanspruchten Befestigungselemente
 - 4 Angriffspunkt der resultierenden Zugkraft der zugbeanspruchten Befestigungselemente
 - 5 Schwerpunkt in vereinfachter Annäherung
- a) Exzentrizität in einer Richtung, alle Befestigungselemente werden durch Zugkräfte beansprucht
- b) Exzentrizität in einer Richtung, nur ein Teil der Befestigungselemente einer Gruppe ist durch Zugkräfte beansprucht
- c) Exzentrizität in zwei Richtungen, nur ein Teil der Befestigungselemente einer Gruppe ist durch Zugkräfte beansprucht

Bild 6.3 — Befestigungen, die durch eine exzentrisch einwirkende Zugkraft N_{Ed} beansprucht werden – Beispiele

6.2.2 Querlasten

6.2.2.1 Allgemeines

In dieser Europäischen Norm werden nur Befestigungen ohne Lochspiel oder mit Lochspiel in Richtung der Querlast nach Tabelle 6.1 behandelt.

6.2.2.2 Verteilung der Lasten

(1) Die Lastverteilung hängt von der Wirksamkeit der Befestigungselemente im Hinblick auf den Widerstand gegen Querlasten ab, die z. B. durch das Lochspiel und dem Randabstand beeinflusst wird. Die folgenden Fälle werden unterschieden:

- a) Alle Befestigungselemente gelten in jedem der folgenden Fälle als wirksam:
- 1) wenn die Befestigung einen großen Randabstand aufweist ($c_i \geq \max\{10 h_{ef}; 60 d_{nom}\}$);
 - 2) für den Nachweis gegen Stahlbruch oder Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite;
 - 3) wenn die Befestigung durch ein Torsionsmoment (siehe Bild 6.4) oder durch eine Querlast parallel zum Rand beansprucht wird (siehe Bild 6.5a)).
- b) Nur die randnahen Befestigungselemente, die mit Querlast belastet sind, werden beim Nachweis gegen Betonkantenbruch als wirksam angenommen, wenn die Befestigung einen kleinen Randabstand aufweist ($c < \max\{10 h_{ef}; 60 d_{nom}\}$) und senkrecht zum Rand belastet wird (siehe Bild 6.5b)).

(2) Ein Befestigungselement wird nicht als querlastabtragend betrachtet, wenn ein Langloch in Richtung der Querlast vorhanden ist.

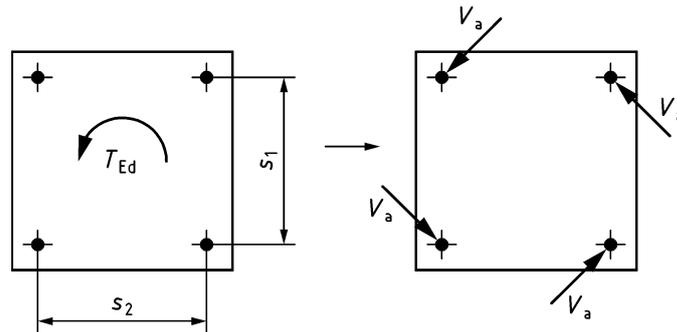
Tabelle 6.1 — Lochspiel

Maße in mm

1	Außendurchmesser des Befestigungselementes d^a oder d_{nom}^b	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	> 30
2	Durchmesser d_f des Durchgangslochs im Anbauteil	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	30	33	$d + 3$ oder $d_{nom} + 3$
^a	Wenn der Bolzen am Anbauteil anliegt.													
^b	Wenn die Hülse am Anbauteil anliegt.													

ANMERKUNG 1 Anwendungen, bei denen Bolzen an das Anbauteil angeschweißt oder in das Anbauteil geschraubt sind, oder in Fällen, in denen jeder Spalt zwischen dem Befestigungselement und dem Anbauteil mit Mörtel ausreichender Druckfestigkeit ($\geq 40 \text{ N/mm}^2$) gefüllt oder durch ein anderes geeignete Maßnahmen beseitigt wurde, gelten als Befestigungen ohne Lochspiel.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)



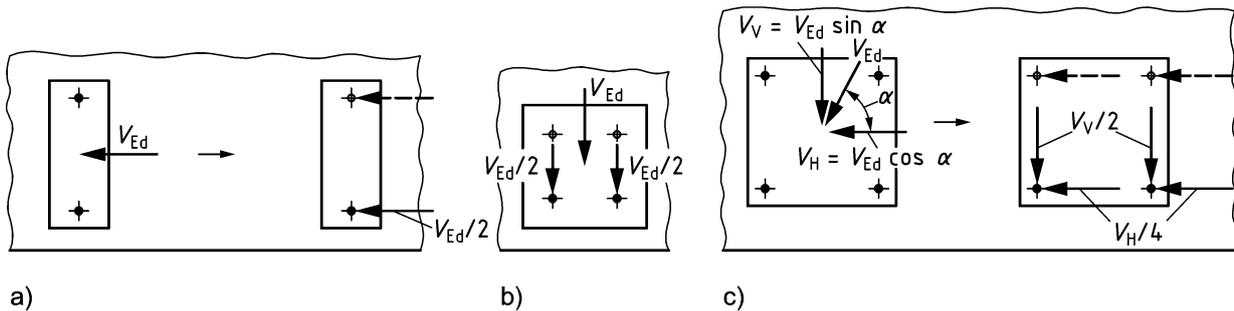
Legende

$$V_a = \frac{T_{Ed}}{I_p} \left[\left(\frac{s_1}{2} \right)^2 + \left(\frac{s_2}{2} \right)^2 \right]^{0,5}$$

mit

$$I_p = s_1^2 + s_2^2$$

Bild 6.4 — Bestimmung von Querlasten, wenn beim Nachweis alle Befestigungselemente wirksam sind – Beispiel für ein auf eine Vierfachbefestigung einwirkendes Torsionsmoment



Legende

- a) Gruppe mit zwei randnahen Befestigungselementen, belastet parallel zum Rand
- b) Gruppe mit vier randnahen Befestigungselementen, belastet senkrecht zum Rand
- c) randnahe Vierfachbefestigung, belastet mit einer geneigten Querlast

Bild 6.5 — Bestimmung der Querlasten für den Nachweis von Betonkantenbruch; nur die Kräfte in den Befestigungselementen, die dem Rand (durchgezogene Linie) am nächsten sind, werden für den Nachweis berücksichtigt – Beispiele

ANMERKUNG 2 Im Fall von Gruppen von Befestigungselementen, bei denen nur die randnahen Befestigungselemente wirksam sind, wird der Lastanteil, der senkrecht zum Rand wirkt, von den randnahen Befestigungselementen aufgenommen, während die Lastanteile, die parallel zum Bauteilrand wirken, — aus Gleichgewichtsgründen — gleichmäßig auf alle Befestigungselemente der Gruppe verteilt werden (siehe Bild 6.5c)).

Querlasten, die vom Rand weg wirken, beeinflussen den Widerstand gegen Betonkantenbruch nicht maßgeblich. Daher darf der Anteil einer Querlast, der entgegengesetzt zum nachzuweisenden Betonrand wirkt, bei der Berechnung der auf die randnahen Befestigungselemente wirkenden Querkräfte vernachlässigt werden.

6.2.2.3 Querlasten mit und ohne Hebelarm

(1) Querlasten, die auf Befestigungen einwirken, dürfen als ohne Hebelarm wirkend angenommen werden, wenn alle nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) Das Anbauteil ist aus Metall hergestellt und berührt das Befestigungselement über eine Länge von mindestens $0,5 \cdot t_{\text{fix}}$.
- b) Das Anbauteil ist wie folgt befestigt:
 - 1) entweder direkt auf der Betonoberfläche ohne eine Zwischenschicht; oder
 - 2) mit einem Ausgleichsmörtelzwischenschicht mit einer Dicke $t_{\text{grout}} \leq 0,5d$, auf einer rauen Betonoberfläche (siehe EN 1992-1-1:2004, 6.2.5), die mindestens die vollständigen Abmessungen der Unterseite des Anbauteils abdeckt; die Druckfestigkeit des Mörtels muss mindestens der Festigkeit des als Verankerungsgrund dienenden Betonbauteils entsprechen, beträgt mindestens jedoch 30 N/mm^2 .

Werden die zuvor genannten Bedingungen nicht erfüllt, sollte angenommen werden, dass die auf die Befestigungen einwirkende Querkraft mit einem Hebelarm wirkt.

(2) Wenn nur Bedingung b) in 6.2.2.3 (1) nicht erfüllt ist, darf für Befestigungen in ungerissenem Beton anstelle einer Bemessung mit Hebelarm eine nach 7.2.2.3.1 (3) abgeminderte Querlasttragfähigkeit des Stahls der Befestigungselemente verwendet werden, vorausgesetzt die folgenden Bedingungen sind erfüllt:

- mindestens zwei Befestigungselemente haben dieselbe Richtung wie die Querkraft;
- es wirken keine Biegemomente oder Zugkräfte auf die Grundplatte ein;
- der Achsabstand der Befestigungselemente in Richtung der Querkraft überschreitet $10d$ (wenn Querkräfte unter einem Winkel wirken, muss diese Bedingung für beide Richtungen erfüllt sein);
- die Dicke des Mörtelbettes t_{grout} beträgt weniger als oder gleich 40 mm , und ist $\leq 5d$ (Befestigungselemente ohne Hülse) oder $\leq 5d_{\text{nom}}$ (Befestigungselemente mit Hülse);
- das Mörtelbett ist mindestens in den vollständigen Abmessungen des Anbauteils auf einer rauen Betonoberfläche aufgebracht (siehe EN 1992-1-1:2004, 6.2.5);
- die Festigkeit des Mörtelbettes ist mindestens die des als Verankerungsgrund dienenden Betonbauteils, aber nicht weniger als 30 N/mm^2 .

(3) Wenn die Querlast mit Hebelarm wirkt, muss das Biegemoment, das auf das Befestigungselement einwirkt, berechnet werden. Das Bemessungsdrehmoment, das auf das Befestigungselement einwirkt, wird nach Gleichung (6.1) berechnet:

$$M_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} \cdot \frac{l_a}{\alpha_M} \quad (6.1)$$

Mit

$$l_a = a_3 + e_1 \quad (6.2)$$

V_{Ed} ist die Querlast, die auf das betrachtete Befestigungselement einwirkt (siehe Bild 6.6).

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

Dabei ist

e_1 der Abstand zwischen Querlast und Betonoberfläche, unter Vernachlässigung der Dicke jedes Mörtelbetts (siehe Bild 6.6).

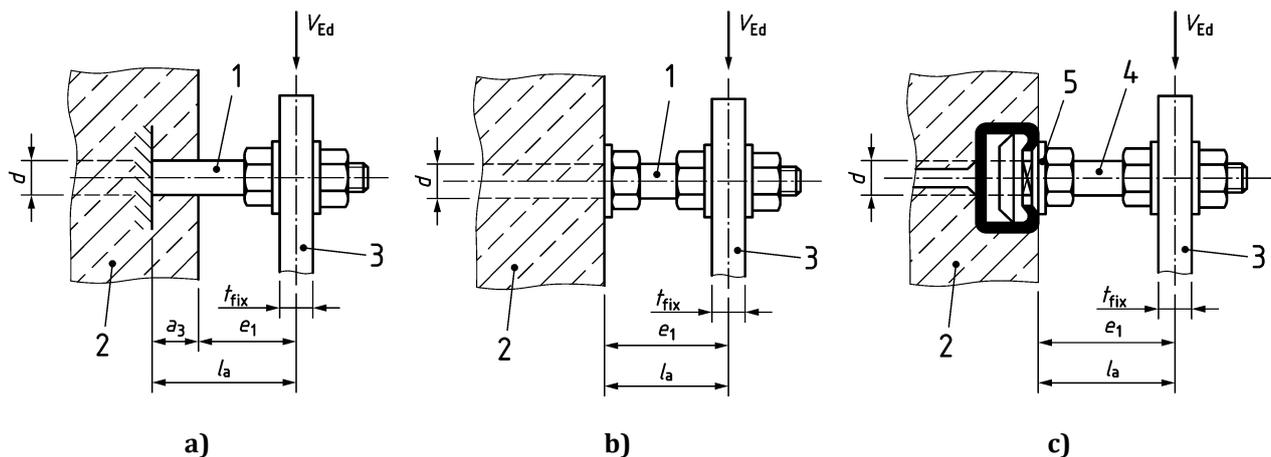
$$a_3 = 0,5 d_{\text{nom}}$$

= 0, wenn eine Unterlegscheibe und eine Mutter direkt gegen die Betonoberfläche oder gegen die Oberfläche einer Ankerschiene gespannt sind oder wenn ein Mörtelbett mit einer Druckfestigkeit $\geq 30 \text{ N/mm}^2$ und einer Dicke $t_{\text{grout}} \leq d/2$ vorhanden ist.

α_M ist der Faktor zur Berechnung des Einspanngrades des Befestigungselementes auf der Anbauteilseite bei der jeweiligen Anwendung. Er sollte nach guter Ingenieurspraxis bestimmt werden.

Keine Einspannung ($\alpha_M = 1,0$) muss angenommen werden, wenn sich das Anbauteil frei verdrehen kann.

Volle Einspannung ($\alpha_M = 2,0$) darf nur dann angenommen werden, wenn sich das Anbauteil nicht verdrehen kann.



Legende

- 1 Befestigungselement
- 2 Betonbauteil
- 3 Anbauteil
- 4 Spezialschraube
- 5 Spezialunterlegscheibe
- a) Abstandsmontage
- b) Abstandsmontage mit Mutter und Scheibe, zur Verhinderung von lokalem Betonspalten
- c) Abstandsmontage mit Ankerschiene

Bild 6.6 — Definition des Hebelarms

6.3 Ankerschienen

6.3.1 Allgemeines

(1) Die Verteilung der auf die Schiene einwirkenden Zuglasten auf die Anker der Ankerschiene darf berechnet werden, indem die Ankerschiene als Träger auf elastischem Auflager (Anker) mit einer Teileinspannung der Schienenenden als statisches System behandelt wird. Die resultierenden Ankerkräfte hängen maßgeblich von der angenommenen Ankersteifigkeit und vom Einspanngrad ab. Unter Querbeanspruchung wird die Lastverteilung zusätzlich durch die Druckverteilung in der Kontaktzone zwischen Schiene und Beton beeinflusst.

(2) Bei Ankerschienen mit zwei Ankern darf die auf die beiden Anker wirkende Last vereinfachend, unter der Annahme eines Balkens auf zwei Stützen, mit der Spannweite gleich dem Achsabstand der beiden Anker, berechnet werden.

(3) Im Fall von Ankerschienen mit zwei oder mehr Ankern darf als Alternative die dreieckförmige Lastverteilungsmethode für die Berechnung der Verteilung der auf die Anker wirkenden Zug- und Querlasten verwendet werden (siehe 6.3.2 und 6.3.3).

(4) Im Fall von Querlasten behandelt diese Europäische Norm nur Querlasten, die senkrecht zur Längsachse der Ankerschiene einwirken.

ANMERKUNG Querlasten, die in Längsrichtung der Ankerschiene wirken, werden in CEN/TR 17080, *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Ankerschienen — Ergänzende Regelungen* behandelt.

6.3.2 Zuglasten

(1) Die Zugbeanspruchung, die sich für jeden Anker aus der auf die Schiene einwirkenden Zuglast ergibt, wird nach Gleichung (6.3) berechnet, für die eine lineare Lastverteilung über die Einflusslänge l_i angenommen wird und die die Gleichgewichtsbedingungen berücksichtigt. Die Einflusslänge l_i muss nach Gleichung (6.5) berechnet werden. In Bild 6.7 ist ein Beispiel für die Berechnung der auf die Anker einwirkenden Kräfte angegeben.

$$N_{Ed,i}^a = k \cdot A_i' \cdot N_{Ed}^{cb} \quad (6.3)$$

Dabei ist

A_i' die Ordinate eines Dreiecks an der Stelle des Ankers i mit der Einheitshöhe an der Angriffsstelle der Last N_{Ed}^{cb} und mit der Grundlänge $2l_i$;

$$k = \frac{1}{\sum_1^n A_i'} \quad (6.4)$$

$$l_i = 13 \cdot l_y^{0,05} \cdot s^{0,5} \geq s \quad (6.5)$$

n die Anzahl der Anker einer Schiene innerhalb der Einflusslänge l_i auf einer Seite der aufgebrachtten Kraft N_{Ed} (Bild 6.7).

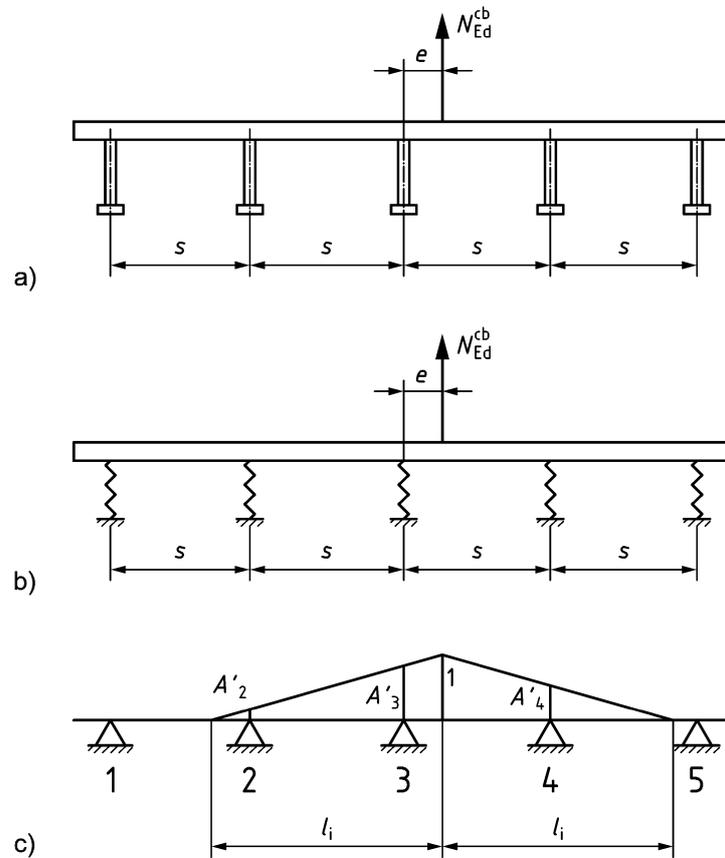
(2) Wirken mehrere Zuglasten auf die Schiene, muss eine lineare Überlagerung der Ankerkräfte für alle Lasten angenommen werden.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

(3) Ist der genaue Lastangriffspunkt an der Schiene nicht bekannt, muss der ungünstigste Lastangriffspunkt für jede Versagensart angenommen werden (z. B. Lastangriff direkt über einem Anker im Fall des Versagens eines Ankers durch Stahlbruch oder Herausziehen und Lastangriff zwischen den Ankern im Fall von Biegeversagen der Ankerschiene).

(4) Das Bemessungsbiegemoment M_{Ed}^{ch} in der Schiene infolge der auf die Spezialschrauben einwirkenden Zuglasten N_{Ed}^{cb} darf unter der Annahme eines Einfeldträgers, mit der Spannweite gleich dem Achsabstand der Anker, berechnet werden.

Die Annahme eines Einfeldträgers zur Berechnung der Momente stellt eine Vereinfachung dar, die die Einflüsse von Teileinspannungen an den Enden, der Durchlaufwirkung bei Schienen mit mehr als zwei Ankern und der Seiltragwirkung nach dem Fließen der Schiene vernachlässigt. Die charakteristischen Werte der Widerstandsmomente, die in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben sind, berücksichtigen diese Auswirkungen. Sie dürfen größer als die plastischen Momente sein, die mit den Abmessungen der Schiene und der Nennstreckgrenze des Stahls berechnet werden.



Legende

- a) Ankerschiene mit 5 Anker
- b) auf elastischem Auflager
- c) dreieckförmige Lastverteilungsmethode

$$A'_2 = \frac{l_i - e - s}{l_i}; \quad N_{Ed,2}^a = A'_2 \cdot k \cdot N_{Ed}^{cb}$$

$$A'_3 = \frac{l_i - e}{l_i}; \quad N_{Ed,3}^a = A'_3 \cdot k \cdot N_{Ed}^{cb}$$

$$A'_4 = \frac{l_i - s + e}{l_i}; \quad N_{Ed,4}^a = A'_4 \cdot k \cdot N_{Ed}^{cb}$$

$$N_{Ed,1}^a = N_{Ed,5}^a = 0$$

Bild 6.7 — Berechnung der Ankerkräfte nach der dreieckförmigen Lastverteilungsmethode für eine Ankerschiene mit fünf Anker - Beispiel

6.3.3 Querlasten

- (1) Um zu bestimmen, ob auf den Spezialschrauben eine Querlast mit oder ohne Hebelarm wirkt, müssen die in 6.2.2.3 angegebenen Regelungen angewendet werden.
- (2) Die Querkräfte, die auf jeden Anker infolge der auf die Schiene senkrecht zu deren Längsachse aufbrachten Querlasten wirken, dürfen wie in 6.3.2 beschrieben berechnet werden.

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

ANMERKUNG Querlasten, die senkrecht zur Schiene aufgebracht werden, werden über Druckspannungen in der Schnittstelle zwischen Schiene und Beton und über die Anker in den Beton übertragen. Zusätzlich werden die Anker aus Gleichgewichtsgründen durch Zugkräfte beansprucht. Allgemein kann der Prozentanteil der Querlast, der von der Schiene und den Ankern aufgenommen wird, in Abhängigkeit von der Geometrie der Ankerschiene variieren. In dem zuvor vorgestellten Ansatz wird angenommen, dass die Querkräfte über Biegung der Schiene auf die Anker und von den Ankern in den Beton übertragen werden. Dieser vereinfachte Ansatz wurde gewählt, um eine einfache Interaktion zwischen auf die Schiene wirkenden Zug- und Querkräften zu ermöglichen.

(3) Für den Nachweis von Betonkantenbruch dürfen die Anteile der Querlast, die von dem Rand weg wirken, bei der Berechnung der Ankerkräfte vernachlässigt werden.

6.4 Kräfte, die in der Zusatzbewehrung wirken

6.4.1 Allgemeines

Die Bemessungswerte der auf die Zusatzbewehrung einwirkenden Zugkräfte müssen nach einem geeigneten Fachwerksmodell festgelegt werden. Beispiele, siehe Bild 7.2 (Zuglast) und Bild 7.10 (Querlast).

6.4.2 Zuglasten

(1) Die Zusatzbewehrung muss für N_{Ed} (einzelnes Befestigungselement) oder N_{Ed}^h (Gruppe von Befestigungselementen) bemessen werden. Diese Bewehrung wird dann bei jedem Befestigungselement eingebaut.

(2) Bei Ankerschienen muss die Zusatzbewehrung aller Anker für die Kraft N_{Ed}^a des am stärksten belasteten Ankers bemessen werden.

6.4.3 Querlasten

(1) Ist die Zusatzbewehrung in der Richtung der Bemessungsquerkraft eingelegt, dann muss die Bemessungszugkraft $N_{Ed, re}$ der Zusatzbewehrung, die durch die Bemessungsquerkraft V_{Ed} , die senkrecht zur und entgegen dem Rand einwirkt, verursacht wird, nach Gleichung (6.6) berechnet werden.

$$N_{Ed, re} = \left(\frac{e_s}{z} + 1 \right) \cdot V_{Ed} \quad (6.6)$$

Dabei ist (siehe Bild 6.8)

e_s der Abstand zwischen der Achse der Bewehrung und der Wirkungslinie der auf das Anbauteil einwirkenden Querkraft;

$z \approx 0,85 \cdot d$, mit d nicht größer als $\min \{2 h_{ef}; 2 c_1\}$.

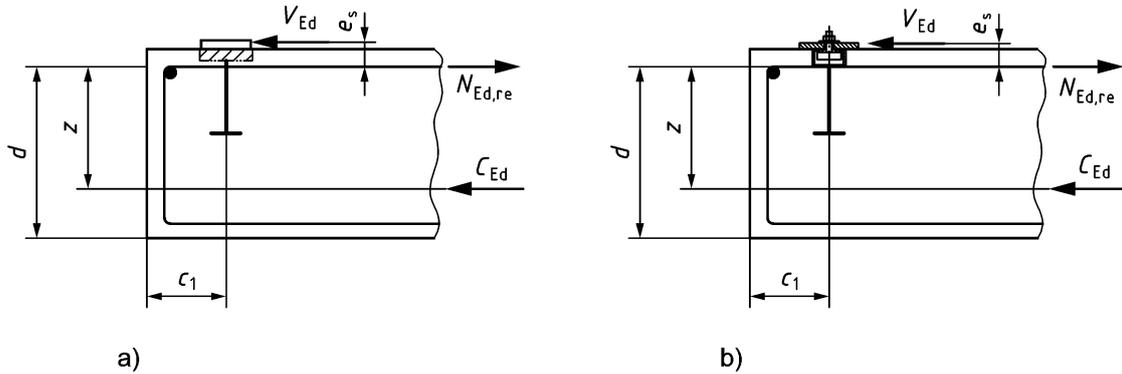
ANMERKUNG Im Fall von hohen Bauteilen wird der innere Hebelarm viel kleiner sein als die Bauteildicke. Deshalb ist die wirksame Höhe auf $\min \{2 h_{ef}; 2 c_1\}$ begrenzt.

Ist die Bemessungsquerkraft geneigt und zum Rand gerichtet, darf die Zusatzbewehrung unter der Annahme bemessen werden, dass die gesamte Bemessungsquerkraft senkrecht zum Rand wirkt. Ist die Bemessungsquerkraft parallel zum Rand oder geneigt und von dem Rand weg gerichtet, darf die Zusatzbewehrung konservativ unter der Annahme bemessen werden, dass der Anteil der Bemessungsquerkraft, der parallel zum Rand verläuft, senkrecht zum Rand wirkt.

(2) Bei unterschiedlichen auf die Befestigungselemente eines Anbauteils einwirkenden Querkräften, muss Gleichung (6.6) für die Querlast V_{Ed}^h des am stärksten beanspruchten Befestigungselementes gelöst werden, die zu $N_{Ed, re}^h$ führt. Diese Kraft wird dann für die Bemessung der Zusatzbewehrung aller Befestigungselemente angewendet.

(3) Ist die Zusatzbewehrung nicht in Richtung der Querkraft angeordnet, muss das bei der Berechnung des Bemessungswertes der auf die Zusatzbewehrung einwirkenden Zugkraft berücksichtigt werden, um das Gleichgewicht im Fachwerkmodell zu erhalten.

(4) Bei Ankerschienen muss die Zusatzbewehrung aller Anker für eine Kraft V_{Ed} bemessen werden, die größer ist als die Querkraft, die auf den am höchsten belasteten Anker und die am höchsten belastete Spezialschraube einwirkt.



Legende

- a) Grundplatte mit Kopfbolzen
- b) Ankerschiene

Bild 6.8 — Oberflächenbewehrung zur Aufnahme von Querkraften – Kräfte in der Bewehrung

7 Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

7.1 Allgemeines

(1) Abschnitt 7 gilt für statische Beanspruchung. Die Anforderungen für Ermüdungsbeanspruchung und seismische Beanspruchung sind in den entsprechenden Abschnitten 8 und 9 angegeben.

(2) Bei der Bemessung von Befestigungselementen dürfen die zur Berechnung von f_{ck} verwendeten Werte 60 N/mm^2 nicht überschreiten, selbst wenn für die Konstruktion eine höhere Festigkeitsklasse gilt.

(3) Es ist nachzuweisen, dass Gleichung (4.1) für alle Lastrichtungen (Zuglast, Querlast, kombinierte Zug- und Querlast) sowie alle Versagensarten für jede Lastkombination erfüllt ist.

(4) Der Nachweis muss für die Befestigungselemente oder Gruppen von Befestigungselementen durchgeführt werden, die für die spezifische Versagensart der Lasten, die aus den auf das Anbauteil einwirkenden Lasten resultieren, wirksam sind.

(5) Dieser Abschnitt gilt, wenn zur Berechnung der auf die Befestigungselemente einwirkenden Kräfte die Elastizitätstheorie verwendet wird.

(6) Beide, der Randabstand und der Achsabstand, dürfen nur mit positiven Toleranzen festgelegt werden.

(7) Die Gleichungen zur Berechnung des charakteristischen Widerstandes für die Betonversagensarten bei Zuglast und für Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite bei Querlast gelten für einen Abstand zwischen den äußeren Befestigungselementen benachbarter Gruppen oder für einen Abstand zwischen einzelnen Befestigungselementen oder für einen Abstand zwischen einzelnen Befestigungselementen und den äußeren Befestigungselementen benachbarter Gruppen von $a \geq s_{cr,N}$. Bei Querlasten im Falle von Betonkantenbruch gilt $a \geq 3c_1$.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

(8) Fehlbohrungen, die mit nichtschwindendem Mörtel gefüllt sind, der eine Festigkeit hat, die mindestens gleich der des Verankerungsgrundes und $\geq 40 \text{ N/mm}^2$ ist, dürfen bei der Bemessung vernachlässigt werden.

(9) Die Nachweise, die in 7.2 angegeben sind, berücksichtigen alle Richtungen von Lasten und alle Versagensarten. Ein alternatives vereinfachtes Bemessungsverfahren ist im informativen Anhang G angegeben.

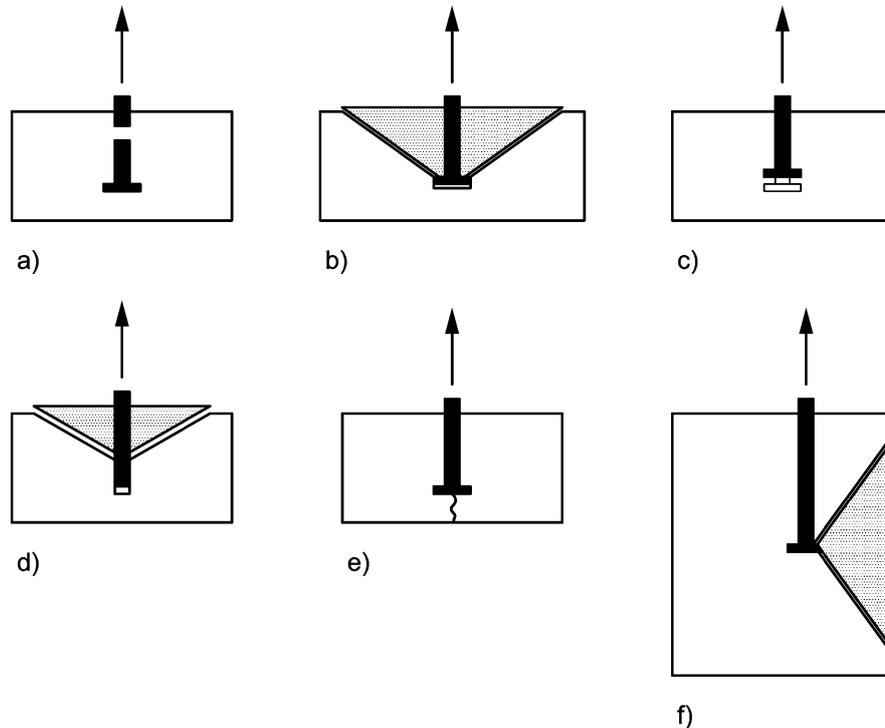
(10) Bei der Berechnung der Querschnittsfläche der Zusatzbewehrung darf die Querschnittsfläche aller unausgelasteter Bewehrungen, die im Bauteil für andere Zwecke vorgesehen sind, enthalten sein, vorausgesetzt, diese Bewehrung erfüllt die konstruktiven Anforderungen dieses Dokuments.

7.2 Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente

7.2.1 Zuglast

7.2.1.1 Geforderte Nachweise

Es gelten die Nachweise nach Tabelle 7.1. Die behandelten Versagensarten sind in Bild 7.1 gegeben.



Legende

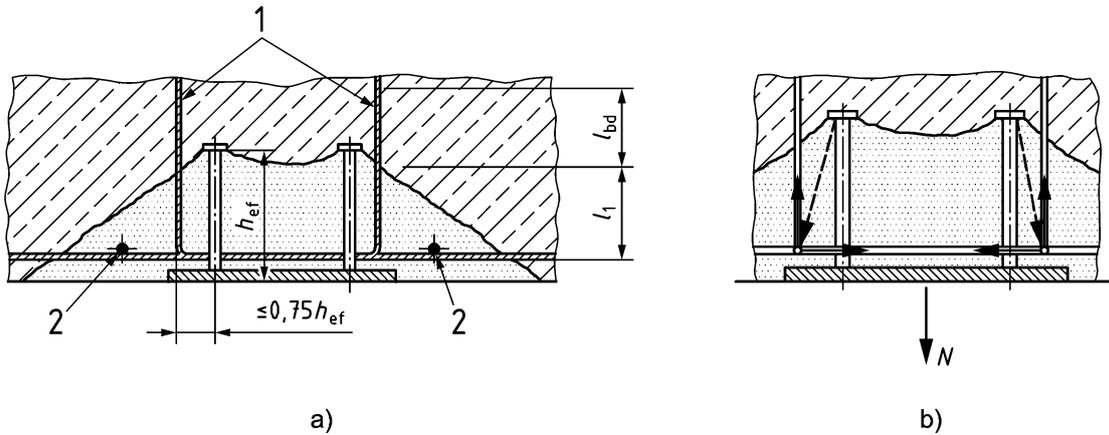
- a) Versagensart Stahlbruch
- b) Versagensart kegelförmiger Betonausbruch
- c) Versagensart Herausziehen
- d) kombinierte Versagensart Herausziehen und Betonbruch
- e) Versagensart Betonspalten
- f) Versagensart lokaler Betonausbruch

Bild 7.1 — Versagensarten von Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente bei Zuglast

7.2.1.2 Konstruktionsregeln für die Zusatzbewehrung

- (1) Beruht die Bemessung auf der Zusatzbewehrung, ist es nicht notwendig, den Betonausbruch nach Tabelle 7.1 und nach 7.2.1.4 nachzuweisen; die Zusatzbewehrung hingegen muss nach 7.2.1.9 für die gesamte abzutragende Last bemessen werden, .
- (2) Die Zusatzbewehrung zur Aufnahme von Zuglasten muss mit den folgenden Anforderungen übereinstimmen (siehe auch Bild 7.2):
- Die Bewehrung muss aus gerippten Betonstählen ($f_{yk, re} \leq 600 \text{ N/mm}^2$) mit einem Durchmesser ϕ nicht größer als 16 mm bestehen und sie muss als Bügel oder Schlaufen mit einem Biegerollendurchmesser ϕ_m nach EN 1992-1-1 ausgebildet sein.
 - Wenn die Größe der Zusatzbewehrung für das am höchsten belastete Befestigungselement bestimmt worden ist, muss die gleiche Bewehrung um alle Befestigungselemente vorgesehen werden.
 - Die Zusatzbewehrung sollte symmetrisch und so nah wie praktisch möglich an den Befestigungselementen angeordnet sein, um den Einfluss der vom Kegelwinkel abhängigen Exzentrizität zu minimieren. Vorzugsweise sollte die Zusatzbewehrung die Oberflächenbewehrung umschließen. Nur Betonstähle, die sich in einem Abstand $\leq 0,75h_{ef}$ von den Befestigungselementen befinden, sind als wirksam anzusetzen.
 - Nur die Zusatzbewehrung mit einer Verankerungslänge im Betonausbruchkegel von $l_1 \geq 4\phi$ (Verankerung mit Biegungen, Haken oder Schlaufen) oder $l_1 \geq 10\phi$ (Verankerung mit geraden Stäben mit oder ohne angeschweißte Querstangen) ist als wirksam anzusetzen.
 - Die Zusatzbewehrung muss außerhalb des angenommenen Betonausbruchkegels mit einer Verankerungslänge l_{bd} nach EN 1992-1-1 verankert sein (siehe Bild 7.2a)). Der kegelförmige Betonausbruch muss unter der Annahme, dass die Verankerungslänge mit dem Ende der Zusatzbewehrung korrespondiert, unter Verwendung der Gleichung (7.1) für $N_{Rk,c}$ nachgewiesen werden. Dieser Nachweis darf entfallen, wenn in bewehrten tragenden Bauteilen die Zuglast im verankerten Betonstahl durch einen entsprechenden Bewehrungsstoß an die Bewehrung im tragenden Bauteil übertragen wird.
 - Die Oberflächenbewehrung sollte, wie in Bild 7.2 dargestellt, vorgesehen und so bemessen sein, dass sie den Kräften, die sich nach dem angenommenen Fachwerkmodell ergeben, und den Spaltkräften nach 7.2.1.7 (2) b widersteht.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)



Legende

- a) Zusatzbewehrung
- b) Oberflächenbewehrung

Bild 7.2 — a) Befestigung mit Zusatzbewehrung zur Aufnahme der Zuglasten;
b) zugehöriges Fachwerkmodell - Beispiel

Tabelle 7.1 — Erforderliche Nachweise für Kopfbolzen und Dübel bei Zugbeanspruchung

Versagensart	Einzelnes Befestigungselement	Gruppe von Befestigungselementen	
		Höchstbeanspruchtes Befestigungselement	Gruppe
1 Stahlbruch des Befestigungselementes	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2 Kegelförmiger Betonausbruch	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
3 Herausziehen des Befestigungselementes ^a	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
4 Kombiniertes Versagen Herausziehen und Betonbruch ^b	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$
5 Betonspalten	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$
6 Lokaler Betonausbruch ^c	$N_{Ed} \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$
7 Stahlbruch der Bewehrung	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
8 Ankerversagen der Bewehrung	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,a}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,a}$	

^a Bei nachträglich montierten Verbunddübeln nicht erforderlich.
^b Bei Kopfbolzen und nachträglich montierten mechanischen Befestigungselementen nicht erforderlich.
^c Bei Fällen, die einen Nachweis erfordern, siehe 7.2.1.8 (1).

7.2.1.3 Stahlbruch des Befestigungselementes

Der charakteristische Widerstand eines Befestigungselementes im Fall von Stahlbruch $N_{\text{Rk},s}$ ist in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben. Der charakteristische Widerstand basiert auf f_{uk} .

7.2.1.4 Kegelförmiger Betonausbruch

(1) Der charakteristische Widerstand eines Befestigungselementes, einer Gruppe von Befestigungselementen und der zugbeanspruchten Befestigungselemente einer Gruppe von Befestigungselementen muss für den Versagensfall kegelförmiger Betonausbruch nach Gleichung (7.1) berechnet werden.

$$N_{\text{Rk},c} = N_{\text{Rk},c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} \quad (7.1)$$

Die unterschiedlichen Faktoren der Gleichung (7.1) sind nachfolgend angegeben.

(2) Der charakteristische Widerstand eines im Beton montierten einzelnen Befestigungselementes, ohne Einfluss benachbarter Befestigungselemente oder Betonbauteilränder, wird wie folgt berechnet:

$$N_{\text{Rk},c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot h_{\text{ef}}^{1,5} \quad (7.2)$$

mit

$$\begin{aligned} k_1 &= k_{\text{cr},N} \text{ für gerissenen Beton;} \\ &= k_{\text{ucr},N} \text{ für ungerissenen Beton;} \end{aligned}$$

$k_{\text{cr},N}$ und $k_{\text{ucr},N}$ sind in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

ANMERKUNG Anhaltswerte für $k_{\text{cr},N}$ und $k_{\text{ucr},N}$ sind $k_{\text{cr},N} = 7,7$ und $k_{\text{ucr},N} = 11,0$ für nachträglich montierte Befestigungselemente und die Werte $k_{\text{cr},N} = 8,9$ und $k_{\text{ucr},N} = 12,7$ gelten für einbetonierte Kopfbolzen.

(3) Der geometrische Einfluss von Achs- und Randabständen auf den charakteristischen Widerstand wird durch den Wert $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ berücksichtigt.

Dabei ist

$$A_{c,N}^0 = s_{\text{cr},N} \cdot s_{\text{cr},N} \quad (7.3)$$

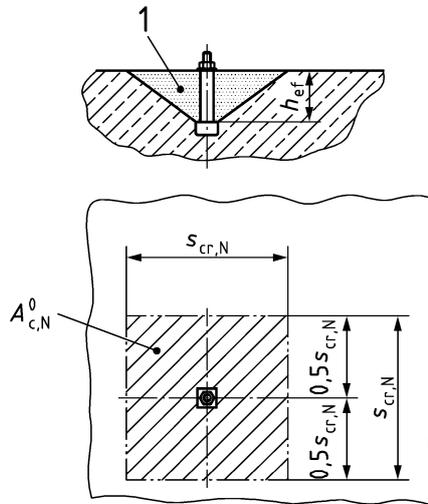
der Bezugswert der projizierten Fläche, siehe Bild 7.3

$A_{c,N}$ die wirkliche projizierte Fläche, begrenzt durch sich überschneidende Betonausbruchkörper benachbarter Befestigungselemente ($s \leq s_{\text{cr},N}$) sowie durch Ränder des Betonbauteils ($c \leq c_{\text{cr},N}$). Bild 7.4 enthält ein Beispiel für die Berechnung von $A_{c,N}$.

$c_{\text{cr},N}$ ist in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben und $s_{\text{cr},N} = 2 c_{\text{cr},N}$.

ANMERKUNG Bei Kopfbolzen und nachträglich montierten Befestigungselementen gilt nach derzeitiger Erfahrung $s_{\text{cr},N} = 2 c_{\text{cr},N} = 3 h_{\text{ef}}$.

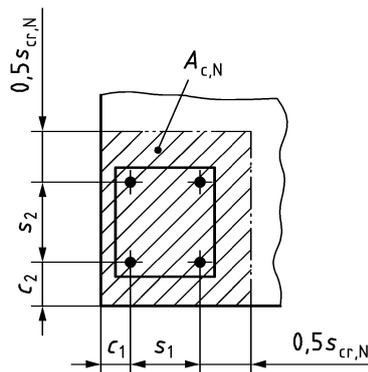
DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)



Legende

1 Betonausbruch

Bild 7.3 — Idealisierter kegelförmiger Betonausbruch und Fläche $A_{c,N}^0$ des Betonausbruchkegels eines einzelnen Befestigungselementes



Legende

$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot (c_2 + s_2 + 0,5 s_{cr,N})$$

wenn c_1 und $c_2 \leq c_{cr,N}$

s_1 und $s_2 \leq s_{cr,N}$

Wenn sich die Befestigung in der Nähe nur eines Randes befindet, sollte der Wert von c_1 (oder c_2) parallel zum Rand durch $0,5 s_{cr,N}$ ersetzt werden und $A_{c,N}$ sollte entsprechend modifiziert werden.

Bild 7.4 — Wirkliche Fläche $A_{c,N}$ des idealisierten Betonausbruchkegels für eine Gruppe von vier Befestigungselementen - Beispiel

(4) Der Faktor $\psi_{s,N}$ berücksichtigt die Störung der Spannungsverteilung im Beton durch die Nähe eines Bauteilrandes des Betonbauteils. Bei Befestigungen mit mehreren Bauteilrändern (z. B. Befestigungen in einer Ecke des Betonbauteils oder in einem schmalen Bauteil) muss der kleinste Randabstand c in Gleichung (7.4) eingesetzt werden.

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1 \quad (7.4)$$

(5) Der Schalenabplatzfaktor $\psi_{re,N}$ berücksichtigt die Auswirkung von dichter Bewehrung, zwischen der das Befestigungselemente montiert ist:

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1 \quad (7.5)$$

Für den Faktor $\psi_{re,N}$ darf in den folgenden Fällen 1,0 verwendet werden:

- a) Bewehrung (jeder Durchmesser) ist mit einem Achsabstand ≥ 150 mm vorhanden, oder
- b) Bewehrung mit einem Durchmesser von 10 mm oder kleiner ist mit einem Achsabstand ≥ 100 mm vorhanden.

Im Fall von Bewehrung in zwei Richtungen müssen die Bedingungen a) oder b) für beide Richtungen erfüllt werden.

(6) Der Beiwert $\psi_{ec,N}$ berücksichtigt einen Gruppeneffekt, wenn unterschiedliche Zuglasten auf die einzelnen Befestigungselemente einer Gruppe einwirken.

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / s_{cr,N}} \leq 1 \quad (7.6)$$

Liegt eine Exzentrizität in zwei Richtungen vor, muss $\psi_{ec,N}$ für jede Richtung einzeln bestimmt und das Produkt beider Faktoren muss in Gleichung (7.1) eingesetzt werden.

(7) Der Faktor $\psi_{M,N}$ berücksichtigt die Auswirkung einer Druckkraft zwischen Anbauteil und Beton, in Fällen von Biegemomenten mit oder ohne Axialkraft.

$\psi_{M,N} = 1$, für folgende Fälle:

- Befestigungen mit einem Randabstand ($c < 1,5 h_{ef}$);
- Befestigungen mit $c \geq 1,5 h_{ef}$, beansprucht durch ein Biegemoment und eine Zugkraft mit $C_{Ed}/N_{Ed} < 0,8$, wobei C_{Ed} die resultierende Druckkraft zwischen Anbauteil und Beton (als absoluter Wert) und N_{Ed} die resultierende Zugkraft der zugbelasteten Befestigungselemente ist; oder
- Befestigungen mit $z/h_{ef} \geq 1,5$

$$= 2 - \frac{z}{1,5 \cdot h_{ef}} \geq 1 \quad \text{für alle anderen Fälle.} \quad (7.7)$$

In Fällen von Biegung in zwei Richtungen muss z für die kombinierte Wirkung der Momente in zwei Richtungen und der Axialkraft bestimmt werden.

(8) Bei Befestigungen in einer Anwendung mit drei oder mehr Randabständen kleiner als $c_{cr,N}$ von den Befestigungselementen (siehe Bild 7.5) führt die Berechnung nach Gleichung (7.1) zu konservativen Ergebnissen. Genauere Ergebnisse werden erzielt, wenn im Fall von einzelnen Befestigungselementen der Wert h_{ef} ersetzt wird durch:

$$h'_{ef} = \frac{c_{max}}{c_{cr,N}} \cdot h_{ef} \quad (7.8)$$

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

oder im Fall von Gruppen h_{ef} ersetzt wird durch

$$h'_{ef} = \max \left\{ \frac{c_{\max}}{c_{cr,N}} \cdot h_{ef}; \frac{s_{\max}}{s_{cr,N}} \cdot h_{ef} \right\} \quad (7.9)$$

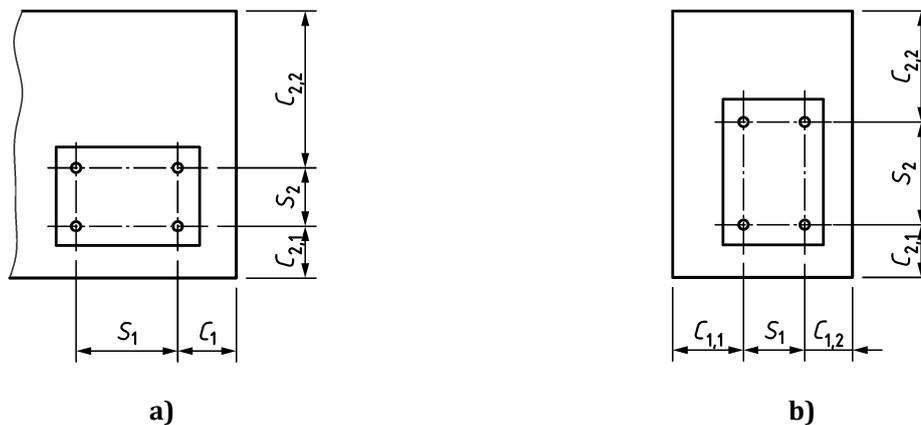
Dabei ist

c_{\max} der maximale Abstand von der Achse eines Befestigungselementes zum Rand des Betonbauteils $\leq c_{cr,N}$;

$s_{\max} = s_2 (\leq s_{cr,N})$ bei Anwendungen mit drei Rändern (siehe Bild 7.5 a));

$= \max (s_1; s_2) \leq s_{cr,N}$ (siehe Bild 7.5 b)).

Bei Befestigungen ohne Lochspiel, bei denen drei Befestigungselemente in einer Reihe nahe zu einem Rand erlaubt sind, ist s_{\max} der maximale Achsabstand der äußeren Befestigungselemente $\leq 2 s_{cr,N}$.



Legende

a) $(c_1; c_{2,1}; c_{2,2}) \leq c_{cr,N}$

b) $(c_{1,1}; c_{1,2}; c_{2,1}; c_{2,2}) \leq c_{cr,N}$

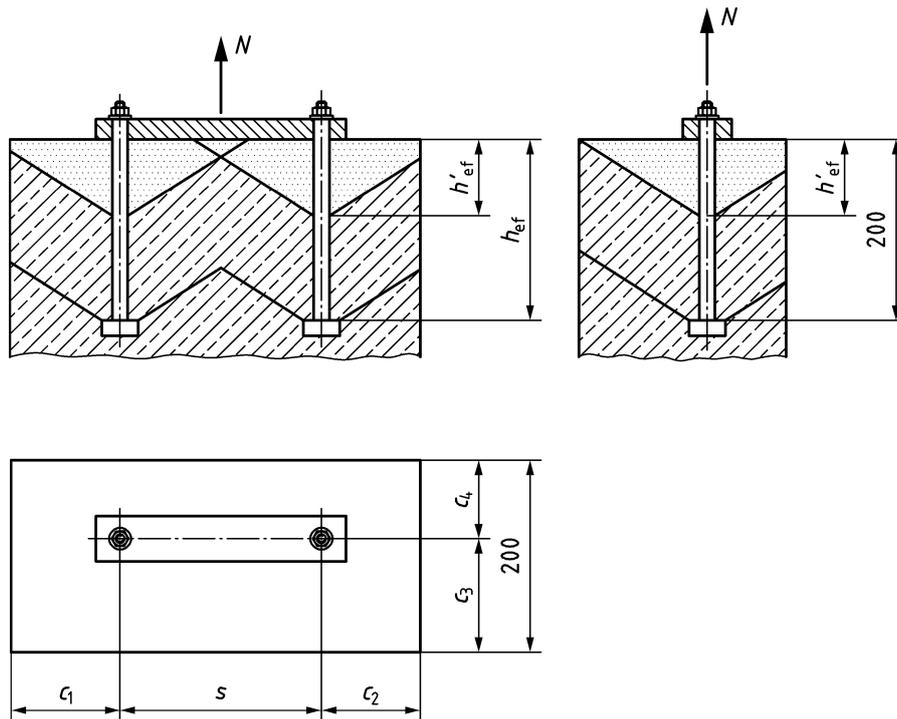
Bild 7.5 — Befestigungen in Betonbauteilen, in denen h'_{ef} , $s'_{cr,N}$ und $c'_{cr,N}$ verwendet werden dürfen – Beispiele

Der Wert h'_{ef} wird in Gleichung (7.2) eingesetzt. In den Gleichungen (7.3), (7.4) und (7.6) und zur Bestimmung von $A_{c,N}$ nach Bild 7.4 sind die Werte $s'_{cr,N}$ und $c'_{cr,N}$, die definiert sind als:

$$s'_{cr,N} = 2 c'_{cr,N} = s_{cr,N} \frac{h'_{ef}}{h_{ef}} \quad (7.10)$$

für $s_{cr,N}$ bzw. $c_{cr,N}$ eingesetzt.

ANMERKUNG Bild 7.6 enthält ein Beispiel für die Berechnung von h'_{ef}

**Legende**

$$c_1 = 110 \text{ mm}$$

$$c_2 = 100 \text{ mm}$$

$$c_3 = 120 \text{ mm} = c_{\max}$$

$$c_4 = 80 \text{ mm}$$

$$s = 210 \text{ mm}$$

$$h_{\text{ef}} = 200 \text{ mm}$$

$$h'_{\text{ef}} = \max \{120/1,5; 210/3\} = 80 \text{ mm}$$

Bild 7.6 — Darstellung der Berechnung von h'_{ef} für eine Zweifachbefestigung, die von 4 Rändern beeinflusst wird

7.2.1.5 Versagen durch Herausziehen des Befestigungselementes

Der charakteristische Widerstand im Versagensfall Herausziehen $N_{\text{Rk,p}}$ von nachträglich montierten mechanischen Befestigungselementen und Kopfbolzen ist in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

Bei Kopfbolzen ist der charakteristische Widerstand $N_{\text{Rk,p}}$ durch die Betonpressung unter dem Kopf des Befestigungselementes nach Gleichung (7.11) begrenzt:

$$N_{\text{Rk,p}} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{\text{ck}} \quad (7.11)$$

Dabei ist

A_h die lastabtragende Fläche des Kopfes des Befestigungselementes

$$= \frac{\pi}{4} (d_h^2 - d_a^2) \text{ für kreisförmige Köpfe} \quad (7.12)$$

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

- $k_2 = 7,5$ bei Befestigungselementen in gerissenem Beton
 $= 10,5$ bei Befestigungselementen in ungerissenem Beton

In Gleichung (7.12) sollte d_h nicht größer als $6 t_h + d$ sein.

7.2.1.6 Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonbruch bei nachträglich montierten Verbunddübeln

(1) Der charakteristische Widerstand eines Befestigungselementes, einer Gruppe von Befestigungselementen und des zugbeanspruchten Befestigungselementes einer Gruppe von Befestigungselementen im kombinierten Versagensfall Herausziehen und Betonbruch muss nach Gleichung (7.13) berechnet werden.

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,Np} \quad (7.13)$$

Die unterschiedlichen Faktoren von Gleichung (7.13) sind nachfolgend angegeben.

(2) Der charakteristische Widerstand eines einzelnen Verbunddübels $N_{Rk,p}^0$, der nicht durch benachbarte Verbunddübel oder Ränder von Betonbauteilen beeinflusst wird, wird berechnet nach:

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad (7.14)$$

Dabei ist

$$\psi_{sus} = 1 \text{ für } \alpha_{sus} \leq \psi_{sus}^0 \quad (7.14a)$$

$$\psi_{sus} = \psi_{sus}^0 + 1 - \alpha_{sus} \text{ für } \alpha_{sus} > \psi_{sus}^0 \quad (7.14b)$$

ψ_{sus}^0 der produktabhängige Faktor, der den Einfluss einer Dauerlast auf die Verbundfestigkeit berücksichtigt, der aus der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen wird;

α_{sus} das Verhältnis zwischen dem Wert der Dauerlast (einschließlich ständiger Lasten und ständiger Anteile von variablen Lasten) und dem Wert der Gesamtlasten, alle im Grenzzustand der Tragfähigkeit betrachtet;

$\tau_{Rk} = \tau_{Rk,cr}$ bei gerissenem Beton;
 $= \tau_{Rk,ucr}$ bei ungerissenem Beton;

$\tau_{Rk,cr}$ und $\tau_{Rk,ucr}$ sind in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

ANMERKUNG Die Werte $\tau_{Rk,cr}$ und $\tau_{Rk,ucr}$ können von der Festigkeitsklasse des Betons abhängen.

Sind in der Europäischen Technischen Produktspezifikation für das Produkt keine Werte angegeben, dann sollte ein Wert $\psi_{sus}^0 = 0,6$ verwendet werden. Der Wert $\psi_{sus}^0 = 0,6$ entspricht einer dauerhaften Zuglast, die während einer Betriebsdauer von 50 Jahren und für mindestens 10 Jahre bei einer Temperatur des Betons von 43 °C im Bereich des Befestigungselementes vorliegt. Bei Befestigungen mit Langzeitemperaturen anders als 43 °C gelten andere Werte und diese sollten durch geeignete Prüfungen und Beurteilungen gewonnen werden. Im Allgemeinen wird für eine Temperatur im Beton kleiner als 43 °C, der Faktor ψ_{sus}^0 größer sein als 0,6.

Das Verhältnis α_{SUS} sollte durch den Bemessungsingenieur für die Befestigung im Sinne der Bemessung ermittelt werden. In nationalen Dokumenten dürfen Richtlinien gegeben werden.

(3) Die geometrische Auswirkung von Achs- und Randabstand auf den charakteristischen Widerstand wird durch den Wert $A_{p,N}^0/A_{p,N}$ berücksichtigt, dabei ist

$A_{p,N}^0$ = $s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np}$ der Bezugswert der Verbundeinflussfläche eines einzelnen Befestigungselementes;

$A_{p,N}$ die wirkliche Verbundeinflussfläche, begrenzt durch Überschneidungsbereiche benachbarter Befestigungselemente ($s \leq s_{cr,Np}$) sowie durch Ränder des Betonbauteils ($c \leq c_{cr,Np}$);

$$s_{cr,Np} = 7,3 d (\psi_{\text{SUS}} \tau_{\text{Rk}})^{0,5} \leq 3 h_{\text{ef}} \quad (7.15)$$

τ_{Rk} der Wert $\tau_{\text{Rk,ucr}}$ für ungerissenen Beton C20/25

$$c_{cr,Np} = s_{cr,Np}/2 \quad (7.16)$$

ANMERKUNG $A_{p,N}^0$ und $A_{p,N}$ werden ähnlich berechnet wie der Bezugswert der projizierten Fläche $A_{c,N}^0$ und die wirkliche projizierte Fläche $A_{c,N}$ im Versagensfall kegelförmiger Betonausbruch (siehe Bilder 7.3 und 7.4). Jedoch sind die Werte $s_{cr,N}$ und $c_{cr,N}$ durch die Werte $s_{cr,Np}$ bzw. $c_{cr,Np}$ ersetzt. Der nach Gleichung (7.15) berechnete Wert $s_{cr,Np}$ gilt für gerissenen und ungerissenen Beton.

(4) Der Faktor $\psi_{g,Np}$ berücksichtigt einen Gruppeneffekt bei Befestigungselementen mit geringem Achsabstand.

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1 \quad (7.17)$$

mit

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{\text{Rk}}}{\tau_{\text{Rk,c}}} \right)^{1,5} \geq 1 \quad (7.18)$$

$$\tau_{\text{Rk,c}} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \sqrt{h_{\text{ef}} \cdot f_{\text{ck}}} \quad (7.19)$$

k_3 = 7,7 für gerissenen Beton;
 = 11,0 für ungerissenen Beton.

Bei ungleichen Achsabständen sollte in Gleichung (7.17) der Mittelwert der Achsabstände verwendet werden.

(5) Der Faktor $\psi_{s,Np}$ berücksichtigt die Störung der Spannungsverteilung im Beton durch die Nähe eines Randes des Betonbauteils. Bei Befestigungen mit mehreren Randabständen (z. B. Befestigungen in einer Ecke des Betonbauteils oder in einem schmalen Bauteil) muss der kleinste Randabstand c in die Gleichung (7.20) eingesetzt werden.

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \left(\frac{c}{c_{cr,Np}} \right) \leq 1 \quad (7.20)$$

(6) Für den Schalenabplatzfaktor $\psi_{re,N}$ gelten die entsprechenden Festlegungen aus 7.2.1.4 (5).

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

(7) Der Faktor $\psi_{ec,Np}$ berücksichtigt den Gruppeneffekt, wenn verschiedene Zuglasten auf die einzelnen Befestigungselemente einer Gruppe einwirken.

$$\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2 \cdot (e_N/s_{cr,Np})} \leq 1 \quad (7.21)$$

Liegt eine Exzentrizität in zwei Richtungen vor, muss $\psi_{ec,Np}$ für jede Richtung einzeln bestimmt werden und das Produkt beider Faktoren in Gleichung (7.13) eingesetzt werden.

(8) Bei Befestigungselementen in Anwendungen mit drei oder mehr Randabständen vom Befestigungselement, die kleiner als $c_{cr,Np}$ sind (Bild 7.5), führt die Berechnung nach Gleichung (7.13) zu konservativen Ergebnissen. Genauere Ergebnisse werden erzielt, wenn der Wert h_{ef} durch h'_{ef} ersetzt wird, der nach den Gleichungen (7.8) und (7.9) durch Ersetzen von $c_{cr,N}$ durch $c_{cr,Np}$ und $s_{cr,N}$ durch $s_{cr,Np}$ bestimmt wird.

Der Wert h'_{ef} wird in die Gleichungen (7.14) und (7.19) eingesetzt. Der Wert $s'_{cr,Np}$ wird nach der Gleichung (7.15) durch Ersetzen von h_{ef} durch h'_{ef} berechnet.

Die Werte $s'_{cr,Np}$ und $c'_{cr,Np} = 0,5 s'_{cr,Np}$ werden zur Bestimmung von $A_{p,N}^0$ und $A_{p,N}$ wie in den Gleichungen (7.17), (7.20) und (7.21) verwendet.

7.2.1.7 Versagen durch Spalten des Betons

(1) Versagen durch Spalten des Betons während der Montage (z. B. beim Aufbringen des Drehmoments bei der Montage eines Befestigungselementes) wird durch Einhalten der minimalen Werte für Randabstände c_{min} , Achsabstände s_{min} und Bauteildicke h_{min} und durch Erfüllen der Anforderungen an die Bewehrung, wie in der entsprechenden zutreffenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben, verhindert.

(2) Versagen durch Spalten des Betons bei Belastung ist nach folgenden Regeln zu berücksichtigen.

- a) Der charakteristische Randabstand $c_{cr,sp}$ im Fall von Versagen infolge Spalten unter Last ist in den entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikationen angegeben. Der charakteristische Achsabstand ist als $s_{cr,sp} = 2 c_{cr,sp}$ definiert.
- b) Es ist kein Nachweis erforderlich, wenn mindestens eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:
 - 1) Der Randabstand beträgt in allen Richtungen bei einzelnen Befestigungselementen $c \geq 1,0c_{cr,sp}$ und bei Gruppen von Befestigungselementen $c \geq 1,2c_{cr,sp}$ und die Bauteildicke beträgt in beiden Fällen $h \geq h_{min}$, mit h_{min} entsprechend zu $c_{cr,sp}$.
 - 2) Die charakteristischen Widerstände bei Betonausbruch und Versagen durch Herausziehen (Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente) oder bei kombiniertem Versagen durch Herausziehen und Betonbruch (Verbunddübel) werden für gerissenen Beton berechnet und die Bewehrung widersteht den Spaltkräften und begrenzt die Rissweite auf $w_k \leq 0,3$ mm.

Wenn keine besseren Angaben verfügbar sind, kann der Querschnitt der Bewehrung $\sum A_{s,re}$ zum Widerstehen der Spaltkräfte wie folgt ermittelt werden:

$$\sum A_{s,re} = k_4 \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk,re}/\gamma_{Ms,re}} \quad (7.22)$$

mit

- $k_4 = 2,0$ wegkontrollierter Spreizdübel,
 $= 1,5$ drehmomentkontrollierter Spreizdübel und Verbundspreizdübel,
 $= 1,0$ Hinterschnittdübel und Betonschrauben,
 $= 0,5$ Verbunddübel, Kopfbolzen;

ΣN_{Ed} = der Summe der Bemessungswerte der Zugkraft der zugbeanspruchten Befestigungselemente unter dem Bemessungswert der Lasten;

$f_{yk, re}$ = der Nennstreckgrenze des Bewehrungsstahls $\leq 600 \text{ N/mm}^2$.

Es wird empfohlen, dass die Bewehrung symmetrisch und nahe an dem Befestigungselement oder, im Falle einer Gruppe, an jedem Befestigungselement eingebaut wird.

- c) Wenn weder Bedingung b) 1) noch Bedingung b) 2) erfüllt sind, muss der charakteristische Widerstand eines Befestigungselementes oder einer Gruppe von Befestigungselementen für den Versagensfall Betonspalten nach Gleichung (7.23) berechnet werden.

$$N_{Rk, sp} = N_{Rk, sp}^0 \cdot \frac{A_{c, N}}{A_{c, N}^0} \cdot \psi_{s, N} \cdot \psi_{re, N} \cdot \psi_{ec, N} \cdot \psi_{h, sp} \quad (7.23)$$

Dabei ist

$N_{Rk, sp}^0$ in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben;

$A_{c, N}$, $A_{c, N}^0$, $\psi_{s, N}$, $\psi_{re, N}$, $\psi_{ec, N}$ nach 7.2.1.4,
 die Werte $c_{cr, N}$ und $s_{cr, N}$ müssen jedoch durch $c_{cr, sp}$ und $s_{cr, sp}$, jeweils entsprechend der zugehörigen minimalen Bauteildicke h_{min} , ersetzt werden;

$\psi_{h, sp}$ berücksichtigt den Einfluss der wirklichen Bauteildicke h auf den Widerstand gegen die Versagensart Betonspalten (siehe Gleichung (7.24)).

$$\psi_{h, sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \max \left\{ 1; \left(\frac{h_{ef} + 1,5c_1}{h_{min}} \right)^{2/3} \right\} \leq 2 \quad (7.24)$$

- d) Enthält die entsprechende Europäischen Technischen Produktspezifikation Werte von $c_{cr, sp}$ für mehr als eine minimale Bauteildicke h_{min} , muss die minimale Bauteildicke entsprechend $c_{cr, sp}$ verwendet in Gleichung (7.23), in die Gleichung (7.24) eingesetzt werden.

ANMERKUNG Ist $N_{Rk, sp}^0$ in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation nicht verfügbar, kann dieser Wert, im Fall von nachträglich montierten mechanischen Befestigungselementen und Einlegeteilen, als $N_{Rk, sp}^0 = \min \{ N_{Rk, p}; N_{Rk, c}^0 \}$, mit $N_{Rk, p}$ nach 7.2.1.5, konservativ berechnet oder im Fall von Verbunddübeln durch $N_{Rk, sp}^0$ nach 7.2.1.6 ersetzt werden. $N_{Rk, c}^0$ wird nach Gleichung (7.2) berechnet.

7.2.1.8 Versagen durch lokalen Betonausbruch

(1) Der Nachweis gegen Versagen durch lokalen Betonausbruch ist bei Kopfbolzen und nachträglich montieren mechanischen Hinterschnittdübeln, die als Kopfbolzen wirken, erforderlich, wenn der Randabstand $c \leq 0,5h_{ef}$ beträgt. Jeder Rand muss nacheinander berücksichtigt werden. Der charakteristische Widerstand gegen Versagen durch lokalen Betonausbruch wird wie folgt berechnet:

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} \quad (7.25)$$

Bei Gruppen von Befestigungselementen, die senkrecht zum Rand angeordnet sind, ist der Nachweis nur für die Befestigungselemente zu führen, die am nächsten am Rand liegen. Die unterschiedlichen Faktoren der Gleichung (7.25) sind nachfolgend angegeben.

(2) Der charakteristische Widerstand eines einzelnen Befestigungselementes, das nicht von benachbarten Befestigungselementen oder weiteren Rändern beeinflusst ist, wird wie in Gleichung (7.26) angegeben, errechnet:

$$N_{Rk,cb}^0 = k_5 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (7.26)$$

Dabei ist

$k_5 = 8,7$ für gerissenen Beton,

$= 12,2$ für ungerissenen Beton;

A_h wie in Gleichung (7.12) definiert oder der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

(3) Die geometrische Auswirkung von Achs- und Randabständen auf den charakteristischen Widerstand wird durch den Wert $A_{c,Nb}/A_{c,Nb}^0$ berücksichtigt.

Dabei ist

$A_{c,Nb}^0$ der Bezugswert der projizierten Fläche für ein einzelnes Befestigungselement mit einem Randabstand c_1 , siehe Bild 7.7

$$= (4c_1)^2 \quad (7.27)$$

$A_{c,Nb}$ die wirkliche projizierte Fläche, begrenzt durch die Überschneidungen der Betonausbruchkörper benachbarter Befestigungselemente ($s \leq 4c_1$) sowie durch nahe Betonbauteilränder ($c_2 \leq 2 \cdot c_1$) oder durch die Bauteildicke.

Beispiele für die Berechnung von $A_{c,Nb}$ sind in Bild 7.8 gezeigt.

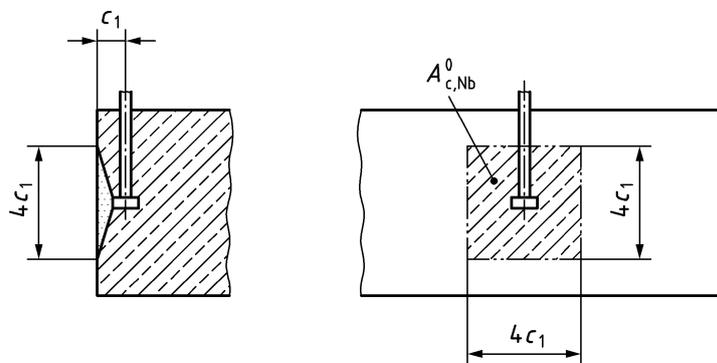
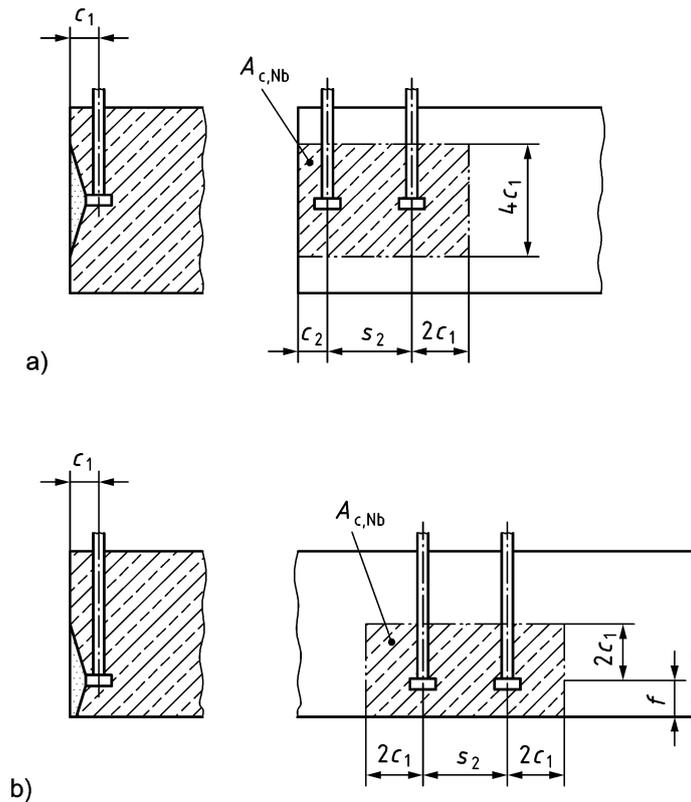


Bild 7.7 — Idealisierter Betonausbruchkörper und Fläche $A_{c,Nb}^0$ eines einzelnen Befestigungselementes im Versagensfall lokaler Betonausbruch

**Legende**

$$\begin{aligned} \text{a) } A_{c,Nb} &= 4c_1(c_2 + s_2 + 2c_1) \\ c_2 &\leq 2c_1 \\ s_2 &\leq 4c_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) } A_{c,Nb} &= (2c_1 + f)(4c_1 + s_2) \\ f &\leq 2c_1 \\ s_2 &\leq 4c_1 \end{aligned}$$

Bild 7.8 — Beispiele für wirkliche Flächen $A_{c,Nb}$ der idealisierten Betonausbruchkörper für verschiedene Anordnungen von Kopfbolzen für den Versagensfall lokaler Betonausbruch

(4) Der Faktor $\psi_{s,Nb}$ berücksichtigt die Störung der Spannungsverteilung im Beton durch die Nähe eines Randes des Betonbauteils (siehe Bild 7.8 a)). Bei Befestigungen mit mehreren Randabständen (z. B. Befestigungen in einem schmalen Betonbauteil) muss der kleinste Randabstand c_2 in Richtung 2 in Gleichung (7.28) eingesetzt werden.

$$\psi_{s,Nb} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{2c_1} \leq 1 \quad (7.28)$$

(5) Der Faktor $\psi_{g,Nb}$ berücksichtigt den Gruppeneffekt einer Anzahl von Befestigungselementen n in einer Reihe parallel zum Rand.

$$\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + (1 - \sqrt{n}) \cdot \frac{s_2}{4c_1} \geq 1 \quad (7.29)$$

mit

$$s_2 \leq 4c_1$$

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

(6) Der Faktor $\psi_{ec,Nb}$ berücksichtigt einen Gruppeneffekt, wenn auf die einzelnen Befestigungselemente einer Gruppe unterschiedliche Lasten einwirken.

$$\psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / (4 c_1)} \quad (7.30)$$

7.2.1.9 Versagen der Zusatzbewehrung

7.2.1.9.1 Stahlbruch

Der charakteristische Widerstand gegen Fließen der Zusatzbewehrung $N_{Rk,re}$ eines Befestigungselementes ist

$$N_{Rk,re} = \sum_{i=1}^{n_{re}} A_{s,re,i} \cdot f_{yk,re} \quad (7.31)$$

Dabei ist

$$f_{yk,re} \leq 600 \text{ N/mm}^2;$$

n_{re} die Anzahl der Stäbe der Zusatzbewehrung, die für ein Befestigungselement wirksam sind.

7.2.1.9.2 Verbundversagen

Der Bemessungswert des Widerstandes $N_{Rd,a}$ der Zusatzbewehrung für ein Befestigungselement, in Verbindung mit dem Verbundversagen im Betonkonus, ist

$$N_{Rd,a} = \sum_{i=1}^{n_{re}} N_{Rd,a,i}^0 \quad (7.32)$$

Dabei ist

$$N_{Rd,a}^0 = \frac{l_1 \cdot \pi \cdot \phi \cdot f_{bd}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \leq A_{s,re} \cdot f_{yk,re} \cdot \frac{1}{\gamma_{Ms,re}} \quad (7.33)$$

l_1 die Verankerungslänge im Ausbruchskörper (siehe Bild 7.2); l_1 muss länger sein als die minimale Verankerungslänge in 7.2.1.2 (2) d);

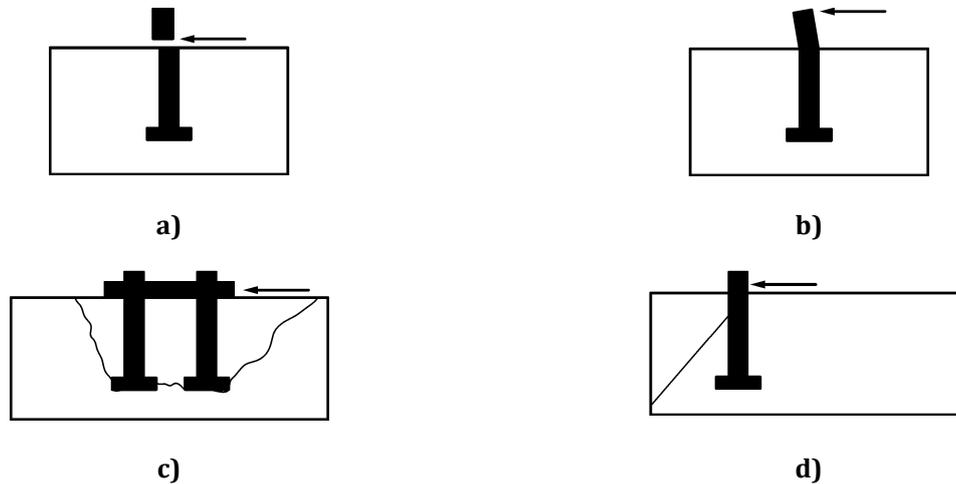
f_{bd} der Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach EN 1992-1-1:2004, 8.4.2;

α_1, α_2 die Einflussfaktoren nach EN 1992-1-1:2004, 8.4.4.

7.2.2 Querlast

7.2.2.1 Geforderte Nachweise

Es gelten die Nachweise aus Tabelle 7.2. Die aufgeführten Versagensarten sind in Bild 7.9 gegeben.



Legende

- a) Stahlbruch ohne Hebelarm
- b) Stahlbruch mit Hebelarm
- c) Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite
- d) Betonkantenbruch

Bild 7.9 — Versagensarten von Kopfbolzen und nachträglich montierten Befestigungselementen bei Querlast

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

Tabelle 7.2 — Geforderte Nachweise für Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente bei Querbeanspruchung

	Versagensart	Einzelnes Befestigungselement	Gruppe von Befestigungselementen	
			höchstbeanspruchtes Befestigungselement	Gruppe
1	Stahlbruch des Befestigungselementes ohne Hebelarm	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2	Stahlbruch des Befestigungselementes mit Hebelarm	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	
3	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$ ^a
4	Betonkantenbruch	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
5	Stahlbruch der Zusatzbewehrung^b	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
6	Verbundversagen der Zusatzbewehrung^b	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,a}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,a}$	

^a Ausnahme siehe 7.2.2.4 (4).
^b Die Zugkraft, die auf die Bewehrung einwirkt, wird nach Gleichung (6.6) aus V_{Ed} berechnet.

7.2.2.2 Konstruktionsregeln für die Zusatzbewehrung

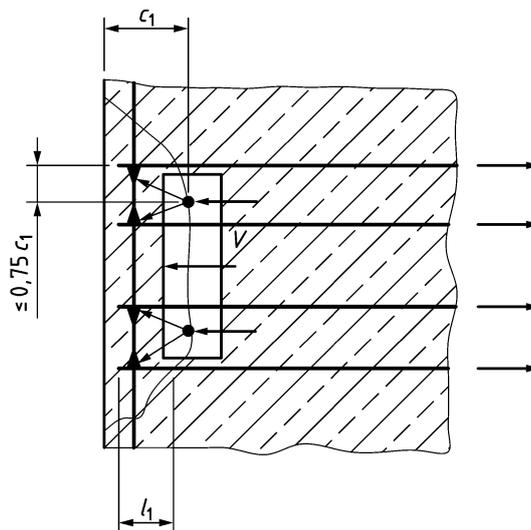
(1) Beruht die Bemessung auf der Zusatzbewehrung, ist es nicht nötig, einen Nachweis gegen Betonkantenbruch nach Tabelle 7.2 und 7.2.2.5 durchzuführen, aber die Zusatzbewehrung muss so nach 7.2.2.6 bemessen werden, dass sie die gesamte Last abträgt. Die Zusatzbewehrung darf in Form einer Oberflächenbewehrung (siehe Bild 7.10a)) oder als Bügel oder Schlaufen ausgeführt sein (siehe Bild 7.10b) und Bild 7.10c)).

(2) Die Zusatzbewehrung muss außerhalb des angenommenen Bruchkörpers mit einer Verankerungslänge l_{bd} nach EN 1992-1-1 verankert sein. In bewehrten Betonbauteilen muss die Zugbeanspruchung in den verankerten Bewehrungsstäben durch einen entsprechenden Bewehrungsstoß an die Bewehrung im Bauteil übertragen werden. Andernfalls muss die Lastübertragung von der Zusatzbewehrung auf das tragende Bauteil mit einem geeigneten Modell, z. B. Fachwerkmodell, nachgewiesen werden.

(3) Soll die Querlast durch eine Bewehrung nach Bild 7.10a) aufgenommen werden, sind die Stäbe nur als wirksam anzusetzen, wenn die folgenden Anforderungen erfüllt sind:

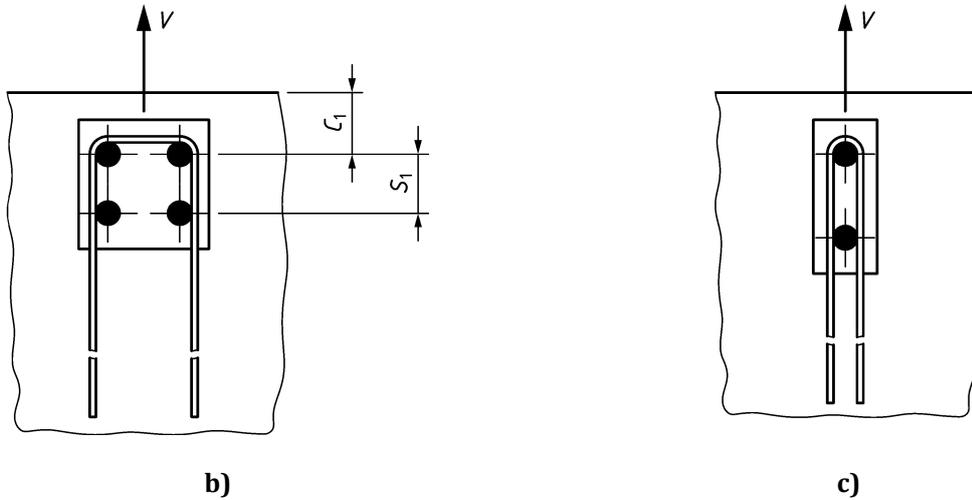
- Wenn die Zusatzbewehrung für das am höchsten belastete Befestigungselement festgelegt wurde, ist eine Bewehrung mit demselben Querschnitt bei jedem Befestigungselement, das als für den Betonkantenbruch wirksam angesehen wird, einzubauen.
- Die Zusatzbewehrung besteht aus gerippten Stäben mit $f_{yk} \leq 600 \text{ N/mm}^2$ und der Durchmesser ϕ ist nicht größer als 16 mm. Der Biegerollendurchmesser ϕ_m stimmt mit EN 1992-1-1 überein.

- c) Die Stäbe haben einen Abstand von $\leq 0,75 c_1$ vom Befestigungselement.
- d) Die Verankerungslänge l_1 im Betonausbruchkörper beträgt mindestens $\min l_1 = 10 \phi$ bei geraden Stäben mit oder ohne angeschweißte Querstäbe und $\min l_1 = 4 \phi$ bei Stäben mit Winkelhaken, Haken oder Schlaufen. Ausnahme siehe 7.2.2.2 (4).
- e) Der angenommene Ausbruchkörper sollte der gleiche wie der sein, der für die Berechnung des Widerstandes gegen Betonkantenbruch verwendet wird (siehe 6.2.2.2 und 7.2.2.5).
- f) Die Bewehrung entlang des Randes des Bauteils wird für die Kräfte nach einem geeigneten Fachwerkmodell ausgeführt und bemessen. Zur Vereinfachung darf ein Winkel der Druckstrebe von 45° angenommen werden.
- (4) Wenn die Querkräfte durch eine Zusatzbewehrung in Form von Bügeln oder Schlaufen (siehe Bilder 7.10b) und c)) aufgenommen werden, muss die Bewehrung das Befestigungselement mit direktem Kontakt zum Schaft umschließen und so nah wie möglich an dem Anbauteil angeordnet sein, da eine direkte Kraftübertragung vom Befestigungselement zu der Zusatzbewehrung angenommen wird und deshalb kein Nachweis der Verankerungslänge in dem Ausbruchkörper erforderlich ist.



a)

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)



Legende

- a) Oberflächenbewehrung zur Aufnahme von Querkräften mit vereinfachtem Fachwerkmodell zur Bemessung der Randbewehrung
- b) Zusatzbewehrung in der Form von Stegen
- c) Zusatzbewehrung in der Form von Schlaufen

Bild 7.10 — Bewehrung zur Aufnahme von Querlasten, die auf eine Befestigung einwirken

7.2.2.3 Stahlbruch des Befestigungselementes

7.2.2.3.1 Querlast ohne Hebelarm

(1) Der charakteristische Widerstand eines einzelnen Befestigungselementes im Fall von Stahlbruch $V_{Rk,s}^0$ ist in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

ANMERKUNG 1 Für ein einzelnes Befestigungselement ohne Hülse in dem querbeanspruchten Querschnitt (Gewindestange), das aus Kohlenstoffstahl hergestellt ist, und ohne signifikante Verringerung des Querschnitts über die gesamte Länge, kann $V_{Rk,s}^0$ wie folgt berechnet werden:

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk} \quad (7.34)$$

Dabei ist

$$k_6 = 0,6 \quad \text{für } f_{uk} \leq 500 \text{ N/mm}^2;$$

$$= 0,5 \quad \text{für } 500 \text{ N/mm}^2 < f_{uk} \leq 1\,000 \text{ N/mm}^2.$$

Bei Befestigungselementen mit einem Verhältnis von $h_{ef}/d < 5$ und einer Betondruckfestigkeitsklasse $< C20/25$ sollte der charakteristische Widerstand $V_{Rk,s}^0$ mit einem Faktor 0,8 multipliziert werden.

(2) Der charakteristische Widerstand eines Befestigungselementes $V_{Rk,s}$, der die Duktilität des Befestigungselementes in einer Gruppe und die Möglichkeit des Vorhandenseins eines Mörtelbetts mit einer Dicke von $t_{grout} \leq d/2$ berücksichtigt, ist:

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad (7.35)$$

Dabei ist

für einzelne Befestigungselemente $k_7 = 1$;

für Befestigungselemente in einer Gruppe k_7 in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

ANMERKUNG Bei Befestigungselementen in einer Gruppe kann der Faktor k_7 bei duktilem Stahl mit $k_7 = 1$ angenommen werden, bei Stahl mit einer Bruchdehnung $A_5 \leq 8\%$ kann der Wert $k_7 = 0,8$ verwendet werden.

(3) Sind die Bedingungen in 6.2.2.3 (2) erfüllt, ist der charakteristische Widerstand eines Befestigungselementes $V_{Rk,s}$ für ungerissenen Beton:

$$V_{Rk,s} = (1 - 0,01 \cdot t_{\text{grout}}) \cdot k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad (7.36)$$

7.2.2.3.2 Querlast mit Hebelarm

Der charakteristische Widerstand im Fall von Stahlbruch $V_{Rk,s,M}$ muss nach Gleichung (7.37) berechnet werden.

$$V_{Rk,s,M} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l_a} \quad (7.37)$$

mit

α_M, l_a siehe 6.2.2.3 (3)

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot (1 - N_{Ed}/N_{Rd,s}) \quad (7.38)$$

$$N_{Rd,s} = N_{Rk,s}/\gamma_{Ms}$$

Der charakteristische Widerstand unter Zuglast im Fall von Stahlbruch $N_{Rk,s}$, der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ms} und der charakteristische Biege­widerstand eines einzelnen Befestigungselementes $M_{Rk,s}^0$ sind gegebenenfalls in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

Die Gleichung (7.38) kann nur für die Zuglast N_{Ed} verwendet werden; wenn N_{Ed} eine Drucklast ist, sollte das Befestigungselement als ein Stahlbauteil nach EN 1993-1-8 bemessen werden.

7.2.2.4 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

(1) Bei Befestigungen kann die Versagensart Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite auftreten. Durch Zugkraft, die durch Querlast in die Befestigungselemente eingeleitet wird, kann auch das Versagen Herausziehen auftreten. Aus Gründen der Vereinfachung wird dieses Verhalten nicht explizit nachgewiesen, aber, wenn relevant, bei dem Nachweis von Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite indirekt berücksichtigt.

ANMERKUNG Die Zugkraft wird durch die Exzentrizität zwischen der aufgetragenen Querlast und dem resultierenden Widerstand im Beton verursacht.

(2) Der entsprechende charakteristische Widerstand $V_{Rk,cp}$ muss für Befestigungen mit Kopfbolzen oder nachträglich montierten Befestigungselementen wie folgt berechnet werden:

— für Befestigungen ohne Zusatzbewehrung

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} \quad (7.39a)$$

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

— für Befestigungen mit Zusatzbewehrung

$$V_{Rk,cp} = 0,75 \cdot k_8 \cdot N_{Rk,c} \quad (7.39b)$$

Dabei ist

k_8 der aus der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation zu entnehmende Faktor

$N_{Rk,c}$ bestimmt nach 7.2.1.4, für ein einzelnes Befestigungselement oder für alle Befestigungselemente einer Gruppe bei Querbelastung.

(3) Der charakteristische Widerstand $V_{Rk,cp}$ muss für Befestigungen mit Verbunddübeln wie folgt berechnet werden:

— für Befestigungen ohne Zusatzbewehrung

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad (7.39c)$$

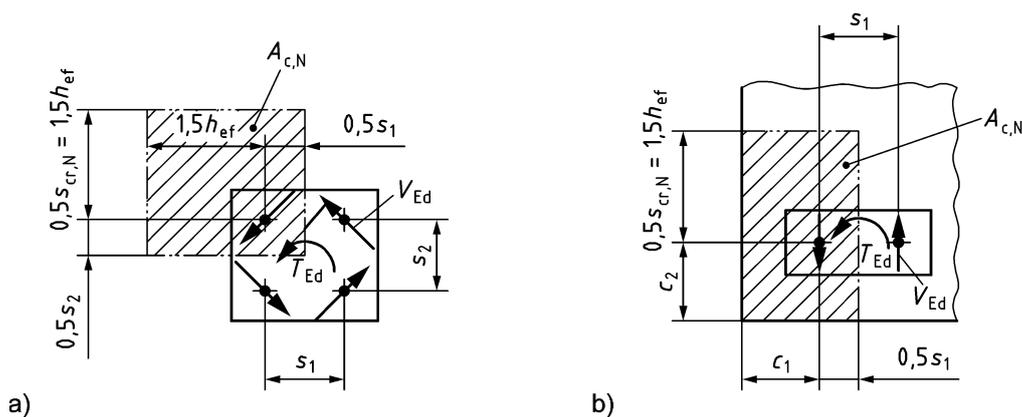
— für Befestigungen mit Zusatzbewehrung

$$V_{Rk,cp} = 0,75 \cdot k_8 \cdot \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad (7.39d)$$

Dabei ist

$N_{Rk,p}$ bestimmt nach 7.2.1.6, für ein einzelnes Befestigungselement oder für alle Befestigungselemente einer Gruppe bei Querbelastung.

(4) Bei Ankergruppen von Befestigungselementen mit Querkräften (oder Komponenten davon) auf den einzelnen Befestigungselementen, die in entgegengesetzter Richtung wirken (z. B. Befestigungen, die hauptsächlich durch Torsionsmomente beansprucht werden), muss der Nachweis für das höchstbeanspruchte Befestigungselement durchgeführt werden. Bei der Berechnung der Flächen $A_{c,N}$ und $A_{p,N}$ muss ein virtueller Rand ($c = 0,5s$) in Richtung der benachbarten Befestigungselemente angenommen werden (siehe Bild 7.11).



Legende

- a) Gruppe von vier Befestigungselementen ohne Randeinfluss
 b) Gruppe von zwei Befestigungselementen, die in einer Ecke angeordnet ist

Bild 7.11 — Berechnung der Fläche $A_{c,N}$ für Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite bei einer Gruppe von Befestigungselementen mit Querlast (oder Komponenten davon) auf Befestigungselemente, die in entgegengesetzter Richtung wirken - Beispiele, unter der Annahme $s_{cr,N} = 3h_{ef}$

7.2.2.5 Betonkantenbruch

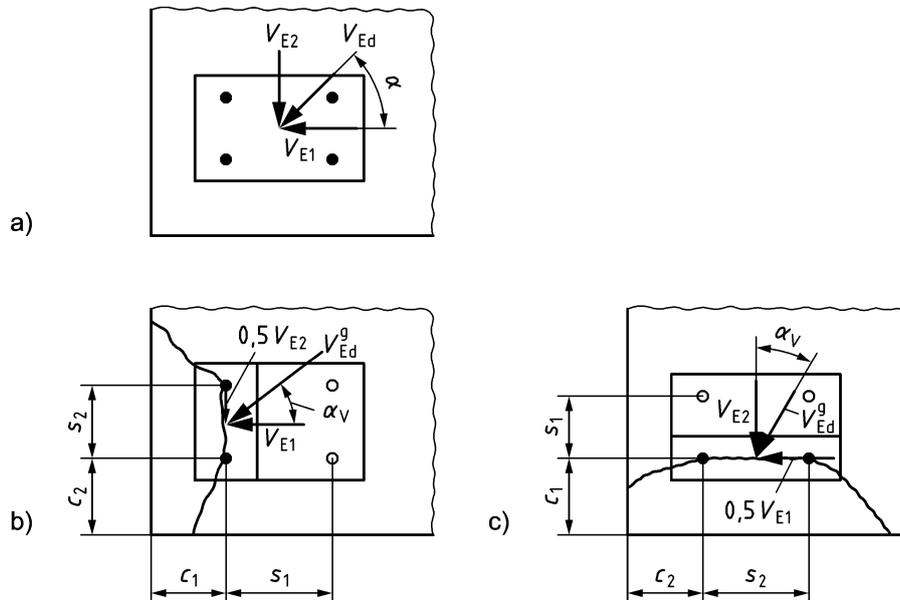
(1) Für eingebettete Grundplatten mit einem Randabstand in Richtung der Querlast $c \leq \max \{10 h_{ef}; 60 d\}$, sind die Festlegungen nur gültig, wenn die Dicke t der Grundplatte, die mit dem Beton in Kontakt ist, kleiner als $0,25 h_{ef}$ ist. Für Befestigungen, bei denen die Querlast mit einem Hebelarm einwirkt, sind die Festlegungen gültig, wenn $c > \max \{10 h_{ef}; 60 d\}$.

ANMERKUNG In Fällen, in denen die Befestigung nahe an einem Rand liegt und mit einer Querlast mit Hebelarm beansprucht ist, ist die Auswirkung eines Kippmomentes auf den Widerstand gegen Betonkantenbruch in den folgenden Festlegungen nicht berücksichtigt.

(2) Nur die Befestigungselemente, die sich am nächsten zu einem Rand befinden, werden für den Nachweis von Betonkantenbruch verwendet (siehe Bild 7.12). Zur Lastverteilung siehe 6.2.2.2.

(3) Für Befestigungen mit mehr als einem Rand (siehe Bild 7.12) muss der Nachweis für alle Ränder durchgeführt werden.

(4) Der minimale Achsabstand von Befestigungselementen einer Gruppe sollte $s_{\min} \geq 4 d_{\text{nom}}$ betragen.



Legende

$$V_{E1} = V_{Ed} \cos \alpha$$

$$V_{E2} = V_{Ed} \sin \alpha$$

a) aufgebrachte Last

b) Nachweis für den linken Rand

c) Nachweis für den unteren Rand

• Befestigungselement in a); beanspruchtes Befestigungselement in b) und c)

o unbeanspruchtes Befestigungselement in b) und c)

Bild 7.12 — Nachweis für eine Vierfachbefestigung mit Lochspiel in einer Ecke - Beispiel

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

(5) Der charakteristische Widerstand $V_{Rk,c}$ eines Befestigungselementes oder einer Gruppe von Befestigungselementen bei Belastung in Richtung dem Rand beträgt:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{re,V} \quad (7.40)$$

Die verschiedenen Faktoren der Gleichung (7.40) werden nachfolgend angegeben.

(6) Der Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines Befestigungselementes, das senkrecht zum Bauteilrand belastet wird, wird berechnet mit:

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad (7.41)$$

mit

$k_9 = 1,7$ für gerissenen Beton;

$= 2,4$ für ungerissenen Beton;

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} \quad (7.42)$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \quad (7.43)$$

$l_f = h_{ef}$ im Fall von einheitlichem Schaftdurchmesser des Kopfbolzens und einheitlichem Durchmesser des nachträglich montierten Befestigungselementes;

$\leq 12d_{nom}$, im Fall von $d_{nom} \leq 24$ mm;

$\leq \max\{8d_{nom}; 300 \text{ mm}\}$, im Fall von $d_{nom} > 24$ mm.

Die Werte d_{nom} und l_f sind in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

(7) Die geometrische Auswirkung der Achsabstände sowie weiterer Randabstände und die Auswirkung der Betonbauteildicke auf den charakteristischen Widerstand wird durch das Verhältnis $A_{c,V}/A_{c,V}^0$ berücksichtigt; dabei ist:

$$A_{c,V}^0 \quad \text{der Bezugswert der projizierten Fläche, siehe Bild 7.13} \\
= 4,5c_1^2 \quad (7.44)$$

$A_{c,V}$ die Fläche des idealisierten Betonausbruchkörpers, begrenzt durch die sich überschneidenden Ausbruchkörper benachbarter Befestigungselemente ($s \leq 3c_1$) sowie durch Ränder parallel zur angenommenen Lastrichtung ($c_2 \leq 1,5c_1$) und durch die Bauteildicke ($h \leq 1,5c_1$). Beispiele für die Berechnung von $A_{c,V}$ sind in Bild 7.14 gegeben.

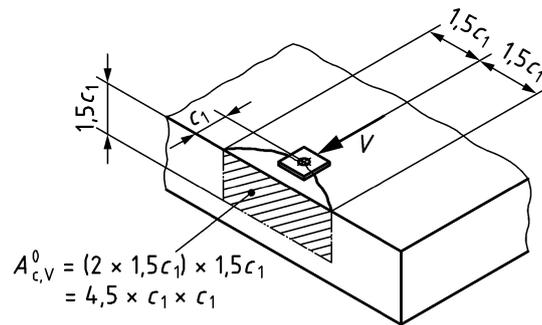
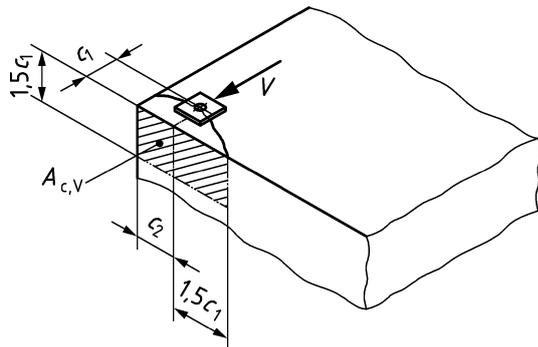


Bild 7.13 — Idealisierter Betonausbruchkörper und Fläche $A_{c,V}^0$ für ein einzelnes Befestigungselement

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

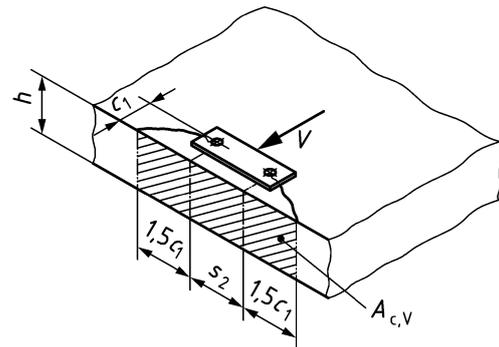


$$A_{c,V} = 1,5c_1(1,5c_1 + c_2)$$

$$h \geq 1,5c_1$$

$$c_2 \leq 1,5c_1$$

a) Einzelnes Befestigungselement in einer Ecke



$$A_{c,V} = (2 \cdot 1,5c_1 + s_2) \cdot h$$

$$h < 1,5c_1$$

$$s_2 \leq 3c_1$$

b) Gruppe von Befestigungselementen am Rand in einem dünnen Betonbauteil

Bild 7.14 — Beispiele für wirkliche projizierte Flächen $A_{c,V}$ der idealisierten Betonausbruchkörper für verschiedene Anordnungen von Befestigungselementen unter Querbeanspruchung

(8) Der Widerstand einer durch ein Torsion beanspruchten Befestigung, die aus zwei durch Querlasten in entgegengesetzter Richtung belastete Befestigungselemente besteht und nach Gleichung (7.40) berechnet wird, kann bei Betonkantenbruch infolge der Überschneidungen der Betonausbruchkörper nicht-konservativ sein. Wenn das Verhältnis zwischen dem Widerstand gegen Betonkantenbruch (nachgewiesener Rand) und dem Widerstand gegen Betonausbruch des zweiten Befestigungselementes (Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite oder Betonkantenbruch) größer als 0,7 ist und $s_2 \leq s_{crit}$, dann sollte $V_{Rk,c}$ nach Gleichung (7.40) mit einem Faktor 0,8, der als konservativ angenommen wird, multipliziert werden. Dabei ist s_{crit} wie folgt definiert:

- $s_{crit} = 1,5 h_{ef} + 1,5c_1$, wenn das zweite Befestigungselement bei Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite bestimmt wird;
- $s_{crit} = 1,5 c_1$, wenn das zweite Befestigungselement durch Betonkantenbruch an einem zweiten Rand (senkrecht zum nachgewiesenen Rand) bestimmt wird.

(9) Der Faktor $\psi_{s,V}$ berücksichtigt die Störung der Spannungsverteilung im Beton durch weitere Ränder des Betonbauteils und deren Einfluss auf den Widerstand gegen Querlast. Bei Befestigungselementen mit zwei Rändern parallel zur Lastrichtung (z. B. in einem schmalen Betonbauteil) muss der kleinere Randabstand für c_2 in Gleichung (7.45) verwendet werden.

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 c_1} \leq 1 \quad (7.45)$$

(10) Der Faktor $\psi_{h,V}$ berücksichtigt, dass der Widerstand gegen Betonkantenbruch nicht, wie beim Verhältnis $A_{c,V}/A_{c,V}^0$ angenommen (Bild 7.14 b)), proportional zur Bauteildicke abnimmt.

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1 \quad (7.46)$$

(11) Der Faktor $\psi_{ec,V}$ berücksichtigt einen Gruppeneffekt, wenn unterschiedliche Querlasten auf die einzelnen Befestigungselemente einer Gruppe einwirken (siehe Bild 7.15).

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_v / (3c_1)} \leq 1 \quad (7.47)$$

Dabei ist

e_v die Exzentrizität der resultierenden Querlast, die auf die Befestigungselemente bezogen auf den Schwerpunkt der querbelasteten Befestigungselemente einwirkt.

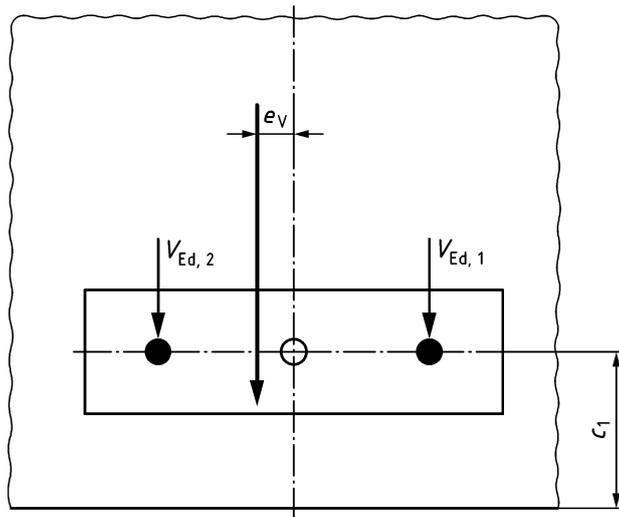


Bild 7.15 — Bildung einer exzentrischen Querlastresultierenden aus ungleichen Querlastanteilen – Beispiel

(12) Der Faktor $\psi_{\alpha,V}$ berücksichtigt den Einfluss der Querlast, die gegenüber dem betrachteten Rand geneigt ist, auf den Widerstand gegen Betonkantenbruch.

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos\alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin\alpha_V)^2}} \geq 1 \quad (7.48)$$

Dabei ist

α_V der Winkel zwischen einwirkender Querlast V_{Ed} (einzelnes Befestigungselement) oder V_{Ed}^g (Gruppe von Befestigungselementen) und einer Linie, die senkrecht zur nachzuweisenden Kante, $0^\circ \leq \alpha_V \leq 90^\circ$ verläuft, siehe Bild 7.12.

(13) Der Faktor $\psi_{re,V}$ berücksichtigt die Auswirkung der Lage der Bewehrung am Bauteilrand.

$\psi_{re,V} = 1,0$ Befestigung in ungerissenem Beton und Befestigung in gerissenem Beton ohne Rand- oder Bügelbewehrung.

$\psi_{re,V} = 1,4$ Befestigung in gerissenem Beton mit Randbewehrung (siehe Bild 7.10) und Bügeln mit engem Achsabstand oder Baustahlmatten mit einem Achsabstand $a \leq 100$ mm und $a \leq 2c_1$.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

Ein Faktor $\psi_{re,V} > 1$ muss bei Anwendungen in gerissenem Beton nur angewendet werden, wenn die Verankerungstiefe h_{ef} des Befestigungselementes mindestens dem 2,5fachen Wert der Betondeckung der Randbewehrung entspricht.

(14) Bei Befestigungen in einem schmalen dünnen Bauteil mit $c_{2,max} \leq 1,5c_1$ und $h \leq 1,5c_1$ (siehe Bild 7.16) führt die Berechnung nach Gleichung (7.40) zu konservativen Ergebnissen. Genauere Ergebnisse werden erzielt, wenn c_1 ersetzt wird durch

$$c_1' = \max \{ c_{2,max}/1,5; \quad h/1,5 \} \quad \text{im Fall von einzelnen Befestigungselementen} \quad (7.49)$$

oder

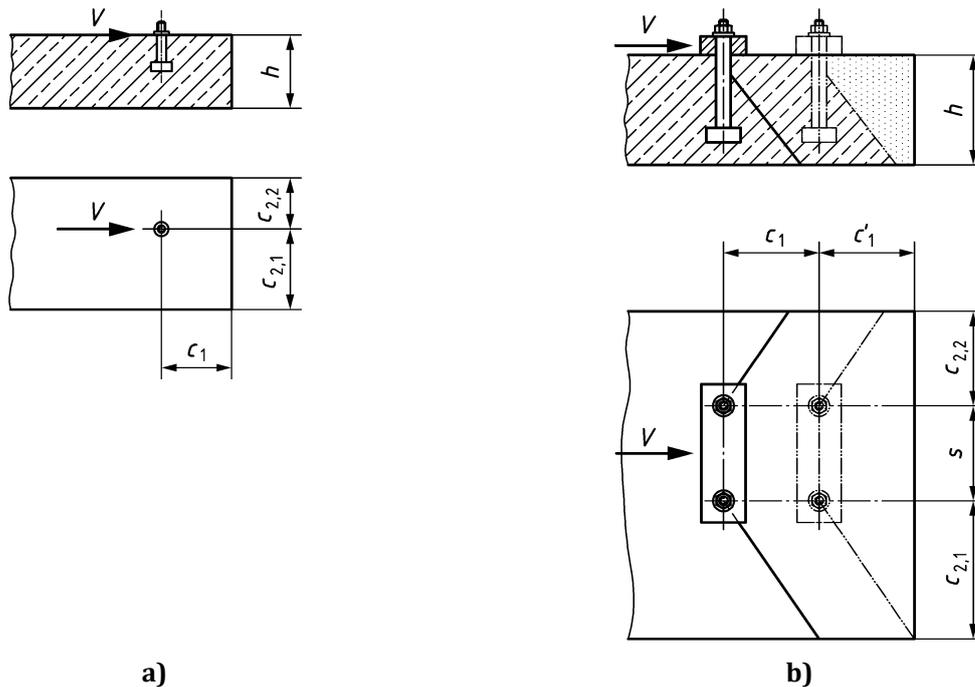
$$c_1' = \max \{ c_{2,max}/1,5; \quad h/1,5; \quad s_{2,max}/3 \} \quad \text{im Fall von Gruppen} \quad (7.50)$$

Dabei ist

$c_{2,max}$ der größere der beiden Randabstände parallel zur Lastrichtung; und

$s_{2,max}$ der maximale Achsabstand in Richtung 2 zwischen den Befestigungselementen innerhalb einer Gruppe.

Der Wert c_1' wird anstelle von c_1 in den Gleichungen (7.41) bis (7.47), sowie zur Bestimmung der Flächen $A_{c,V}^0$ und $A_{c,V}$ nach den Bildern 7.13 und 7.14, verwendet.



$$\max(c_{2,1}; c_{2,2}) < 1,5c_1 \text{ und } h < 1,5c_1$$

$$s = 100 \text{ mm}, c_1 = 200 \text{ mm}, h = 120 \text{ mm} < 1,5 \cdot 200 \text{ mm},$$

$$c_{2,1} = 150 \text{ mm} \leq 1,5 \cdot 200 \text{ mm}, c_{2,2} = 100 \text{ mm} < 1,5 \cdot 200 \text{ mm},$$

$$c'_1 = \max \{150/1,5; 120/1,5; 100/3\} = 100 \text{ mm}.$$

Bild 7.16 — Befestigungselemente in dünnen schmalen Bauteilen, bei denen der Wert c'_1 verwendet werden darf

7.2.2.6 Versagen der Zusatzbewehrung

7.2.2.6.1 Allgemeines

(1) Wenn die Zusatzbewehrung eine Mischung aus Oberflächenbewehrung (siehe Bild 7.10 a)) und Schlaufen mit Kontakt zu dem Befestigungselement (siehe Bild 7.10 b) und c)) darstellt, dürfen deren Widerstände nicht addiert werden, es sei denn, die Verträglichkeit der verschiedenen Versagensarten (Stahl- und Verankerungsbruch) der zwei Arten von Bewehrungen ist berücksichtigt.

7.2.2.6.2 Stahlbruch

Der charakteristische Widerstand eines Befestigungselementes für den Versagensfall Stahlbruch der Zusatzbewehrung darf nach Gleichung (7.51) berechnet werden.

$$N_{Rk, re} = k_{10} \sum_{i=1}^{n_{re}} A_{s, re, i} \cdot f_{yk, re} \quad (7.51)$$

Dabei ist

n_{re} die Anzahl der Stäbe der Zusatzbewehrung, die für ein Befestigungselement wirksam sind;

k_{10} der Wirksamkeitsbeiwert

= 1,0 Oberflächenbewehrung nach Bild 7.10 a);

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

= 0,5 Zusatzbewehrung in Form von Bügeln oder Schlaufen, die das Befestigungselement umschließen (siehe Bilder 7.10 b) und c));

$$f_{yk,re} \leq 600 \text{ N/mm}^2.$$

ANMERKUNG Kann der Kontakt zwischen der Zusatzbewehrung, in Form von Bügeln und Schlaufen, und dem Schaft des Befestigungselementes sowie der Lage dieser Bewehrung, in Bezug auf die Betonoberfläche, durch Toleranzen der Ausführungsgüte nicht sichergestellt werden (siehe 7.2.2.2 (4)), berücksichtigt der Faktor $k_{10} = 0,5$ die Auswirkungen für den Widerstand.

7.2.2.6.3 Verbundbruch

(1) Bei Anwendungen mit Zusatzbewehrung in Form von Bügeln oder Schlaufen, die mit den Befestigungselementen Kontakt haben (siehe Bilder 7.10 b) und c)), ist kein Nachweis für die Tragfähigkeit der Verankerung der Zusatzbewehrung in dem angenommenen Betonausbruchskörper erforderlich.

(2) Bei Anwendungen nach Bild 7.10 a) ist der Bemessungswert des Widerstandes $N_{Rd,a}$ der Zusatzbewehrung eines Befestigungselementes im Fall eines Verankerungsbruchs im Betonkantenbruchkörper durch Gleichung (7.52) gegeben.

$$N_{Rd,a} = \sum_{i=1}^{n_{re}} N_{Rd,a}^0 \quad (7.52)$$

Dabei ist

$$N_{Rd,a}^0 = \frac{l_1 \cdot \pi \cdot \phi \cdot f_{bd}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \leq A_{s,re} \cdot f_{yk,re} \cdot \frac{1}{\gamma_{Ms,re}} \quad (7.53)$$

l_1 die Verankerungslänge im Ausbruchkörper (siehe Bild 7.10 a)); l_1 muss größer sein als die minimale Verankerungslänge in 7.2.2.2 (3) d);

f_{bd} der Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach EN 1992-1-1:2004, 8.4.2;

α_1, α_2 die Einflussfaktoren nach EN 1992-1-1:2004, 8.4.4.

7.2.3 Kombinierte Zug- und Querlasten

7.2.3.1 Befestigungen ohne Zusatzbewehrung

Die geforderten Nachweise sind in Tabelle 7.3 gegeben. Die Nachweise sind getrennt für die Versagensarten Stahl- und Betonbruch zu führen. Beide Nachweise müssen erfüllt sein.

Tabelle 7.3 — Erforderliche Nachweise für Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente ohne Zusatzbewehrung, die kombinierter Zug- und Querbeanspruchung ausgesetzt sind

	Versagensart	Nachweis
1	Stahlbruch des Befestigungselementes^a	$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.54)$ <p>Wenn N_{Ed} und V_{Ed} für die einzelnen Befestigungselemente einer Gruppe unterschiedlich sind, muss das Zusammenwirken für alle Befestigungselemente nachwiesen werden.</p>
2	Andere Versagensarten als Stahlbruch	$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{1,5} \leq 1 \quad (7.55)$ <p>oder</p> $\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right) + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right) \leq 1,2 \quad (7.56)$ <p>mit</p> $N_{Ed}/N_{Rd,i} \leq 1 \text{ und } V_{Ed}/V_{Rd,i} \leq 1$ <p>Für die verschiedenen Versagensarten muss der größte Wert von $N_{Ed}/N_{Rd,i}$ und $V_{Ed}/V_{Rd,i}$ verwendet werden.</p>

^a Der Nachweis ist im Fall von Querlast mit Hebelarm nicht erforderlich, da Gleichung (7.37) die Interaktion berücksichtigt.

7.2.3.2 Befestigungselemente mit Zusatzbewehrung

(1) Bei Befestigungselementen mit einer Zusatzbewehrung für Zug- und Querlasten, gilt 7.2.3.1. Jedoch werden für den Nachweis nach Tabelle 7.3, Zeile 2, $N_{Ed}/N_{Rd,i}$ für die Versagensart Betonausbruch (Zuglast) und $V_{Ed}/V_{Rd,i}$ für die Versagensart Betonkantenbruch (Querlast) durch die entsprechenden Werte für Versagen der Zusatzbewehrung ersetzt.

(2) Bei Befestigungselementen mit einer Zusatzbewehrung zur Aufnahme von ausschließlich entweder Zug- oder Querlasten muss Gleichung (7.57) mit dem größten Wert von $N_{Ed}/N_{Rd,i}$ und $V_{Ed}/V_{Rd,i}$ für andere Versagensarten als Stahlbruch des Befestigungselementes verwendet werden.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{k_{11}} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{k_{11}} \leq 1 \quad (7.57)$$

Dabei ist

k_{11} ist in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben;

$$N_{Ed}/N_{Rd,i} \leq 1 \text{ und}$$

$$V_{Ed}/V_{Rd,i} \leq 1.$$

Im Fall von Befestigungen mit Zusatzbewehrung zur Aufnahme von ausschließlich Zuglasten stehen $N_{Rd,i}$ und $V_{Rd,i}$ für die jeweiligen Bemessungswerte der Widerstände $N_{Rd,p}$, $N_{Rd,sp}$, $N_{Rd,cb}$, $N_{Rd,re}$, $N_{Rd,a}$ und $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,cp}$. Wird die Zusatzbewehrung verwendet, um ausschließlich Querlasten aufzunehmen, stehen $N_{Rd,i}$ und $V_{Rd,i}$ für die jeweiligen Bemessungswerte der Widerstände $N_{Rd,p}$, $N_{Rd,c}$, $N_{Rd,sp}$, $N_{Rd,cb}$ und $V_{Rd,cp}$, $N_{Rd,re}$, $N_{Rd,a}$. Für N_{Ed} und V_{Ed} müssen die Einwirkungen entsprechend den spezifischen Versagensarten verwendet werden.

Ist in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation kein Wert für k_{11} angegeben, darf $k_{11} = 2/3$ angenommen werden. Dieser Wert basiert auf ingenieurmäßigen Betrachtungen und wird als konservativ angesehen.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

7.3 Befestigungselemente für redundante nichttragende Systeme

(1) Tritt bei redundanten nichttragenden Systemen eine sehr große Verschiebung oder Versagen eines einzelnen Befestigungselementes auf, wird angenommen, dass die Last auf benachbarte Befestigungselemente übertragen werden kann, ohne die Anforderungen an das Anbauteil hinsichtlich des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit zu verletzen.

(2) Die Definition von redundanten nichttragenden Systemen ist in den nationalen Regelungen gegeben.

ANMERKUNG Einzelheiten zur Bemessung von Befestigungselementen für die Verwendung in redundanten nichttragenden Systemen können CEN/TR 17079, *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Redundante nicht tragende Systeme* entnommen werden.

(3) Der Nachweis für Befestigungselemente von redundanten nichttragenden Systemen muss nach 7.1 und 7.2 durchgeführt werden. Anhang G darf angewendet werden.

7.4 Ankerschienen

7.4.1 Zuglast

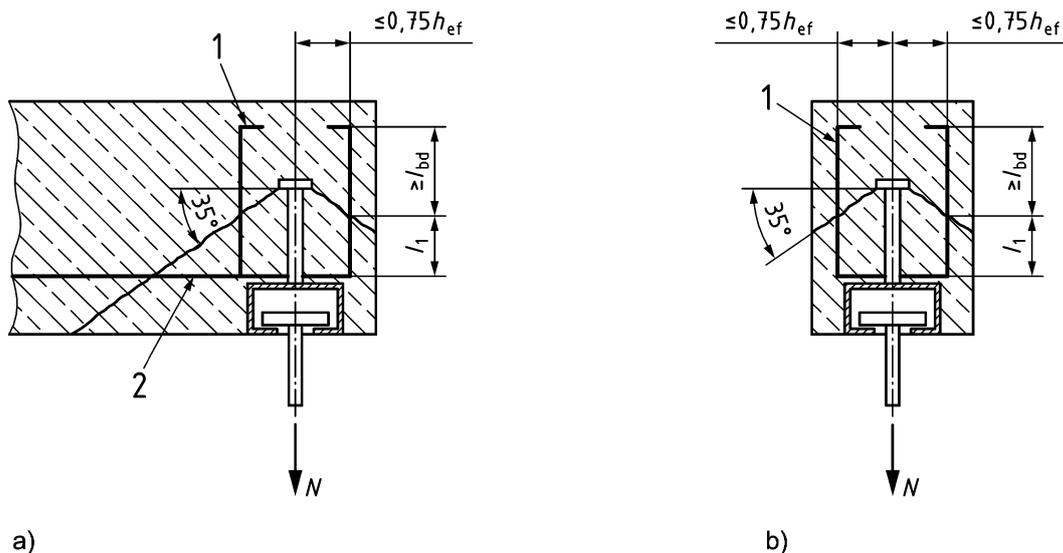
7.4.1.1 Geforderte Nachweise

Es gelten die Nachweise aus Tabelle 7.4. Die aufgeführten Versagensarten sind in Tabelle 7.4 dargestellt.

7.4.1.2 Konstruktionsregeln für Zusatzbewehrung

(1) Beruht die Bemessung auf der Zusatzbewehrung, ist es nicht erforderlich, Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch nach Gleichung (7.60) nachzuweisen, aber die Zusatzbewehrung muss so bemessen werden, dass sie der gesamten Last widerstehen kann. Die Bewehrung muss auf beiden Seiten der möglichen Versagensebenen ausreichend verankert sein. Es gilt 7.2.1.2.

(2) Bei Ankerschienen, die parallel zum Rand eines Betonbauteils oder in einem schmalen Betonbauteil liegen, muss die Ebene der Zusatzbewehrung senkrecht zur Längsachse der Schiene liegen (siehe Bild 7.17).



Legende

- 1 Zusatzbewehrung
- 2 Oberflächenbewehrung

Bild 7.17 — Anordnung von Zusatzbewehrung

7.4.1.3 Stahlbruch

(1) Die charakteristischen Widerstände $N_{Rk,s,a}$ (Versagen des Ankers), $N_{Rk,s,c}$ (Versagen der Verbindung zwischen Anker und Schiene), $N_{Rk,s,l}^0$ (Grundwert für lokales Versagen durch Biegung der Schienenlippe), $N_{Rk,s}$ (Versagen der Spezialschraube) und $M_{Rk,s,flex}$ (Versagen durch Biegung der Ankerschiene) sind in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

(2) Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,s,l}$ gegen Versagen der Schienenlippe ist

$$N_{Rk,s,l} = N_{Rk,s,l}^0 \cdot \psi_{l,N} \quad (7.58)$$

mit

$$\psi_{l,N} = 0,5 \left(1 + \frac{s_{cbo}}{s_{l,N}} \right) \leq 1 \quad (7.59)$$

Dabei ist

s_{cbo} der Achsabstand der Spezialschrauben;

$s_{l,N}$ der charakteristische Achsabstand für Versagen der Schienenlippe unter Zuglast, entnommen aus der Europäischen Technischen Produktspezifikation.

Als Anhaltswert darf $s_{l,N} = 2b_{ch}$ verwendet werden.

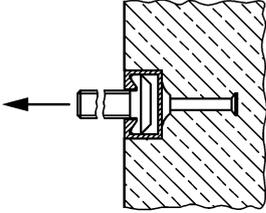
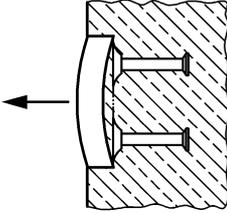
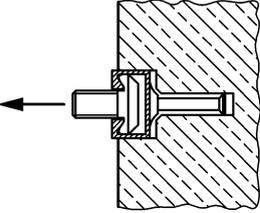
7.4.1.4 Versagen durch Herausziehen

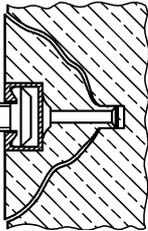
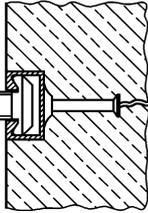
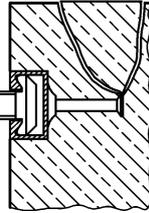
Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,p}$ gegen Versagen durch Herausziehen des Ankers ist in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,p}$ sollte durch die Betonpressung unter dem Kopf des Ankers nach 7.2.1.5 begrenzt werden.

Tabelle 7.4 — Erforderliche Nachweise für Ankerschienen bei Zuglast

	Versagensart	Schiene	Der (die) ungünstigste Anker oder Spezialschraube	
1	Anker		$N_{Ed}^a \leq N_{Rd,s,a} = N_{Rk,s,a} / \gamma_{Ms}$	
2	Stahlbruch Verbindung zwischen Anker und Schiene		$N_{Ed}^a \leq N_{Rd,s,c} = N_{Rk,s,c} / \gamma_{Ms,ca}$	
3	Lokales Aufbiegen der Schienenlippe ^a	$N_{Ed}^{cb} \leq N_{Rd,s,l} = N_{Rk,s,l} / \gamma_{Ms,l}$		

	Versagensart	Schiene	Der (die) ungünstigste Anker oder Spezialschraube	
4	Spezialschraube		$N_{Ed}^{cb} \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
5	Biegung der Schiene	$M_{Ed}^{ch} \leq M_{Rd,s,flex} = M_{Rk,s,flex} / \gamma_{Ms,flex}$		
6	Versagen durch Herausziehen		$N_{Ed}^a \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	

	Versagensart	Schiene	Der (die) ungünstigste Anker oder Spezialschraube	
7	Kegelförmiger Betonausbruch ^b		$N_{Ed}^a \leq N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$	
8	Betonspalten ^b		$N_{Ed}^a \leq N_{Rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$	
9	Lokaler Betonausbruch ^{b, c}		$N_{Ed}^a \leq N_{Rd,cb} = N_{Rk,cb} / \gamma_{Mc}$	
10	Stahlbruch der Zusatzbewehrung		$N_{Ed,re}^a \leq N_{Rd,re} = N_{Rk,re} / \gamma_{Ms,re}$	
11	Verankerungsbruch der Zusatzbewehrung		$N_{Ed,re}^a \leq N_{Rd,a}$	
	^a Höchstbeanspruchte(r) Anker oder Spezialschraube. ^b Bei der Bestimmung des ungünstigsten Ankers muss die auf den Anker einwirkende Last zusammen mit den Rand- und Achsabständen berücksichtigt werden. ^c Nicht gefordert bei Ankern mit $c > 0,5 h_{ef}$			

7.4.1.5 Kegelförmiger Betonausbruch

(1) Für Ankerschienen mit $h_{ch}/h_{ef} \leq 0,4$ und $b_{ch}/h_{ef} \leq 0,7$ wird die wirksame Verankerungstiefe nach Bild 3.2 a) bestimmt. Für den Fall, dass $h_{ch}/h_{ef} > 0,4$ und/oder $b_{ch}/h_{ef} > 0,7$ ist, darf der Widerstand gegen kegelförmigen Betonausbruch unter Anwendung einer der folgenden Optionen berechnet werden:

- a) Die wirksame Verankerungstiefe wird nach Bild 3.2 b) bestimmt, $h_{ef} = h_{ef}^*$; oder
- b) die wirksame Verankerungstiefe h_{ef} wird nach Bild 3.2 a) bestimmt, wobei der Wert für $s_{cr,N}$ aus der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen werden muss. Der Wert für $s_{cr,N}$, der für die Bemessung verwendet wird, darf nicht kleiner sein als der für die Ankerschienen mit $h_{ch}/h_{ef} \leq 0,4$ und $b_{ch}/h_{ef} \leq 0,7$ nach Gleichung (7.62).

(2) Der charakteristische Widerstand eines Ankers einer Ankerschiene bei Versagensfall kegelförmiger Betonausbruch muss nach Gleichung (7.60) berechnet werden.

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{ch,s,N} \cdot \psi_{ch,e,N} \cdot \psi_{ch,c,N} \cdot \psi_{re,N} \quad (7.60)$$

Die verschiedenen Faktoren der Gleichung (7.60) sind nachfolgend angegeben.

(3) Für die Bestimmung des Grundwertes des charakteristischen Widerstandes $N_{Rk,c}^0$ eines Ankers, der nicht durch benachbarte Anker, Ränder oder Ecken des Betonbauteils beeinflusst ist und sich in gerissenem oder ungerissenem Beton befindet, gilt Gleichung (7.2).

ANMERKUNG Die Ankerschiene kann einen nachteiligen Einfluss auf den Widerstand gegen kegelförmigen Betonausbruch haben. Das ist in den Werten $k_{cr,N}$ und $k_{ucr,N}$, die in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben sind, berücksichtigt. Üblicherweise sind diese Werte kleiner als für Kopfbolzen.

(4) Der Einfluss von benachbarten Ankern auf den Widerstand gegen kegelförmigen Betonausbruch wird durch den Faktor $\psi_{ch,s,N}$ nach Gleichung (7.61) berücksichtigt.

$$\psi_{ch,s,N} = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^{n_{ch,N}} \left[\left(1 - \frac{s_i}{s_{cr,N}}\right)^{1,5} \cdot \frac{N_i}{N_0} \right]} \quad (7.61)$$

Dabei ist (siehe Bild 7.18)

s_i der Abstand zwischen dem betrachteten Anker und den benachbarten Ankern

$$\leq s_{cr,N}$$

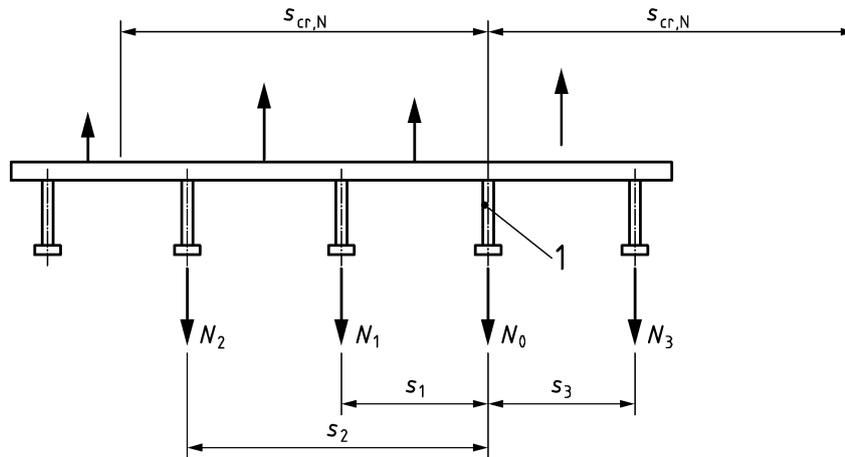
$$s_{cr,N} = 2 \cdot (2,8 - 1,3 \cdot h_{ef}/180) \cdot h_{ef} \geq 3 \cdot h_{ef} \quad (7.62)$$

N_i die Zugkraft eines beeinflussenden Ankers

N_0 die Zugkraft des betrachteten Ankers

$n_{ch,N}$ die Anzahl der Anker innerhalb eines Abstandes $s_{cr,N}$ zu beiden Seiten des betrachteten Ankers

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)



Legende

1 betrachteter Anker

Bild 7.18 — Ankerschiene mit unterschiedlichen Zugkräften an den Ankern – Beispiel

(5) Der Einfluss eines Randes des Betonbauteils auf den charakteristischen Widerstand wird durch den Faktor $\psi_{ch,e,N}$ nach Gleichung (7.63) berücksichtigt.

$$\psi_{ch,e,N} = \left(\frac{c_1}{c_{cr,N}} \right)^{0,5} \leq 1 \quad (7.63)$$

Dabei ist

c_1 der Randabstand der Ankerschiene (siehe Bild 7.19a));

$$c_{cr,N} = 0,5s_{cr,N} \quad (7.63 a)$$

Mit Ankerschienen, die in einem schmalen Betonbauteil mit unterschiedlichen Randabständen $c_{1,1}$ und $c_{1,2}$ (siehe Bilder 7.19 b) und 7.20 d)) liegen, muss der minimale Wert von $c_{1,1}$ und $c_{1,2}$ für c_1 in Gleichung (7.63) eingesetzt werden.

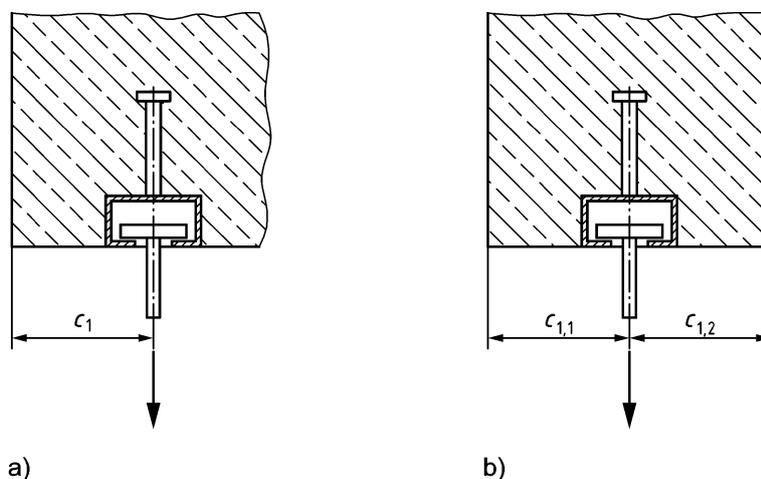


Bild 7.19 — Ankerschiene an einem Rand oder in einem schmalen Bauteil

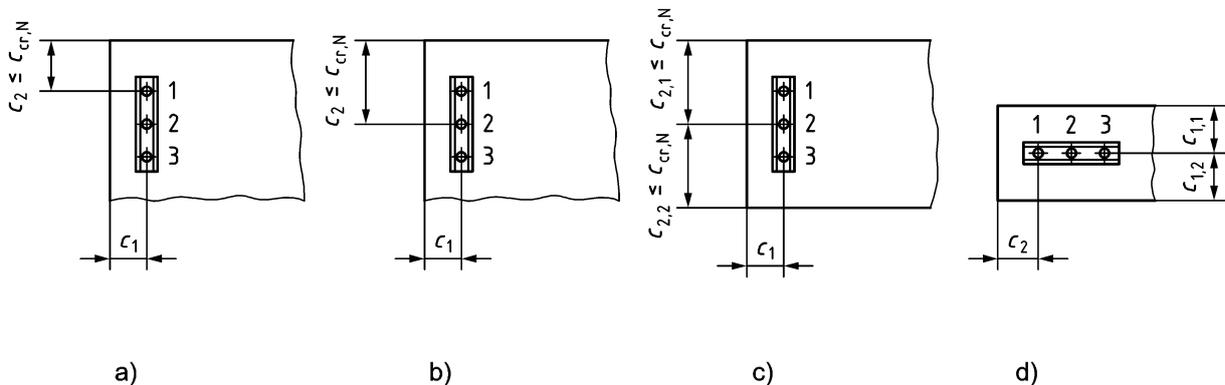
(6) Der Einfluss einer Ecke des Betonbauteils (siehe Bild 7.20) auf den charakteristischen Widerstand wird durch den Faktor $\psi_{ch,c,N}$ nach Gleichung (7.64) berücksichtigt.

$$\psi_{ch,c,N} = \left(\frac{c_2}{c_{cr,N}} \right)^{0,5} \leq 1 \quad (7.64)$$

Dabei ist

c_2 der Eckabstand des betrachteten Ankers (siehe Bild 7.20).

Wird ein Anker durch zwei Ecken beeinflusst (siehe Bild 7.20 c)), muss der Faktor $\psi_{ch,c,N}$ für $c_{2,1}$ und $c_{2,2}$ berechnet und das Produkt dieser Faktoren $\psi_{ch,c,N}$ muss in die Gleichung (7.60) eingesetzt werden.



Legende

- a) Berechnung des Widerstandes von Anker 1
- b) Berechnung des Widerstandes von Anker 2
- c) Berechnung des Widerstandes von Anker 2
- d) Berechnung des Widerstandes von Anker 1

Bild 7.20 — Definition des Eckabstands einer Ankerschiene in der Ecke eines Betonbauteils

(7) Der Schalenabplatzfaktor $\psi_{re,N}$ berücksichtigt die Auswirkung einer dichten Bewehrung bei einer Verankerungstiefe $h_{ef} \leq 100$ mm. Es gilt 7.2.1.4 (5).

(8) Für den Fall von Ankerschienen mit $h_{ef} > 180$ mm in einem schmalen Bauteil, die durch benachbarte Anker sowie eine Bauteilkante und 2 Ecken (siehe Bilder 7.20c) und 7.20d)), mit einem Randabstand von weniger als $c_{cr,N}$ zum betrachteten Anker, beeinflusst werden, führt die Berechnung nach Gleichung (7.60) zu konservativen Ergebnissen. Genauere Ergebnisse werden erzielt, wenn der Wert h_{ef} durch den größeren der folgenden Werte ersetzt wird:

$$h'_{ef} = \frac{c_{max}}{c_{cr,N}} \cdot h_{ef} \geq 180 \text{ mm} \quad \text{und} \quad h'_{ef} = \frac{s_{max}}{s_{cr,N}} \cdot h_{ef} \geq 180 \text{ mm} \quad (7.65)$$

Dabei ist

c_{max} der maximale Abstand von der Ankerachse zum Rand des Betonbauteils $\leq c_{cr,N}$. Bei dem in Bild (7.20c)) angegebenen Beispiel ist c_{max} der maximale Wert von c_1 , $c_{2,1}$ und $c_{2,2}$;

s_{max} der maximale Achsabstand der Anker $\leq s_{cr,N}$.

Der Wert h'_{ef} wird in die Gleichungen (7.2) sowie in die Gleichung (7.62) eingesetzt. Der resultierende Wert für $s_{cr,N}$ wird dann in Gleichung (7.63a) eingesetzt.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

7.4.1.6 Betonspalten

(1) Das Betonspalten während der Montage (z. B. beim Aufbringen des Montagedrehmomentes auf eine Spezialschraube) wird durch Einhalten der minimalen Werte für Randabstände c_{\min} , Achsabstände s_{\min} und Bauteildicke h_{\min} und durch Erfüllen der Anforderungen an die Bewehrung, wie in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben, verhindert.

(2) Betonspalten durch Beanspruchung muss entsprechend den folgenden Regeln berücksichtigt werden.

- a) Der charakteristische Randabstand für den Fall von Spalten unter Last $c_{cr,sp}$ ist in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben. Der charakteristische Achsabstand ist als $s_{cr,sp} = 2 c_{cr,sp}$ definiert.
- b) Wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind, ist kein Nachweis erforderlich:
- 1) Der Randabstand ist in allen Richtungen $c \geq 1,2 c_{cr,sp}$ und die Bauteiltiefe ist $h \geq h_{\min}$ mit h_{\min} entsprechend dem zugehörigen $c_{cr,sp}$.
 - 2) Der charakteristische Widerstand gegen kegelförmigen Betonausbruch und gegen Versagen durch Herausziehen wird für gerissenen Beton berechnet; die Bewehrung nimmt die Spaltkräfte auf und begrenzt den Riss auf $w_k \leq 0,3$ mm.

Wenn keine besseren Angaben verfügbar sind, kann der Querschnitt der Bewehrung $\sum A_{s,re}$ zur Aufnahme der Spaltkräfte wie folgt bestimmt werden:

$$\sum A_{s,re} = 0,5 \cdot \frac{N_{Ed}^a}{f_{yk,re} / \gamma_{Ms,re}} \quad (7.66)$$

Dabei ist

N_{Ed}^a der Bemessungswert der Zugkraft des am höchsten beanspruchten Ankers unter Einwirkung der Bemessungslast;

$f_{yk,re}$ die Nennstreckgrenze des Bewehrungsstahls ≤ 600 N/mm².

Es wird empfohlen, die Bewehrung symmetrisch und nahe an jedem Anker der Schiene anzuordnen.

c) Werden die Bedingungen b) 1) und b) 2) nicht erfüllt, muss der charakteristische Widerstand der Ankerschiene im Fall von Betonspalten nach Gleichung (7.67) berechnet werden.

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk}^0 \cdot \psi_{ch,s,N} \cdot \psi_{ch,c,N} \cdot \psi_{ch,e,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad (7.67)$$

Dabei ist

$$N_{Rk}^0 = \min\{N_{Rk,p}; N_{Rk,c}\}$$

$N_{Rk,p}$ nach 7.4.1.4

$N_{Rk,c}$, $\psi_{ch,s,N}$, $\psi_{ch,c,N}$, $\psi_{ch,e,N}$, $\psi_{re,N}$ nach 7.4.1.5, jedoch müssen die Werte $c_{cr,N}$ und $s_{cr,N}$ durch die jeweils der minimalen Bauteildicke h_{\min} entsprechenden Werte $c_{cr,sp}$ und $s_{cr,sp}$ ersetzt werden.

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{\min}}\right)^{2/3} \leq \max\left\{1; \left(\frac{h_{ef} + c_{cr,N}}{h_{\min}}\right)^{2/3}\right\} \leq 2 \quad (7.68)$$

d) Ist $c_{cr,sp}$ in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation für mehr als eine minimale Bauteildicke h_{\min} angegeben, muss die minimale Bauteildicke entsprechend $c_{cr,sp}$, wie in Gleichung (7.67) verwendet, in Gleichung (7.68) eingesetzt werden.

7.4.1.7 Lokaler Betonausbruch

(1) Ein Nachweis des Versagens durch lokalen Betonausbruch ist bei Ankern nicht gefordert, wenn der Randabstand $c \geq 0,5h_{ef}$ beträgt. Wenn ein Nachweis erforderlich ist, beträgt der charakteristische Widerstand eines Ankers gegen lokalen Betonausbruch:

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \cdot \psi_{ch,s,Nb} \cdot \psi_{ch,c,Nb} \cdot \psi_{ch,h,Nb} \quad (7.69)$$

Die verschiedenen Faktoren in Gleichung (7.69) sind nachfolgend angegeben.

Bei senkrecht zum Rand angeordneten Ankerschienen ist ein Nachweis nur für den Anker erforderlich, der dem Rand am nächsten ist.

(2) Der charakteristische Widerstand eines einzelnen Ankers $N_{Rk,cb}^0$ wird nach 7.2.1.8 (2) berechnet.

(3) Der Einfluss benachbarter Anker auf den Widerstand gegen lokalen Betonausbruch wird durch den Faktor $\psi_{ch,s,Nb}$ berücksichtigt, der analog zu Gleichung (7.61), jedoch mit $s_{cr,Nb} = 4c_1$ anstelle von $s_{cr,N}$ berechnet werden darf.

(4) Der Einfluss einer Ecke des Betonbauteils auf den charakteristischen Widerstand wird durch den Faktor $\psi_{ch,c,Nb}$ nach Gleichung (7.70) berücksichtigt:

$$\psi_{ch,c,Nb} = \left(\frac{c_2}{c_{cr,Nb}} \right)^{0,5} \leq 1 \quad (7.70)$$

Dabei ist

c_2 der Eckabstand des Ankers, für den der Widerstand berechnet wird (siehe Bild 7.20);

$$c_{cr,Nb} = s_{cr,Nb}/2.$$

Wird ein Anker durch zwei Bauteilecken beeinflusst – Beispiel siehe Bild 7.20 c) – dann muss der Faktor $\psi_{ch,c,Nb}$ für die Werte $c_{2,1}$ und $c_{2,2}$ berechnet und das Produkt dieser Faktoren in Gleichung (7.69) eingesetzt werden.

(5) Die Auswirkung der Höhe des Betonbauteils im Falle eines Abstandes $f \leq 2c_1$, mit f definiert in Bild 7.21, wird durch den Faktor $\psi_{ch,h,Nb}$ nach Gleichung (7.71) berücksichtigt.

$$\psi_{ch,h,Nb} = \frac{h_{ef} + f}{4c_1} \leq \frac{2c_1 + f}{4c_1} \leq 1 \quad (7.71)$$

Dabei ist

f der Abstand zwischen dem Kopf des Ankers und der Unterseite des Betonbauteils (siehe Bild 7.21).

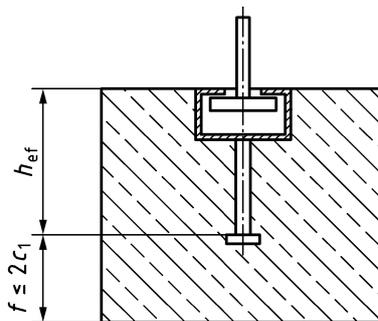


Bild 7.21 — Ankerschiene am Rand eines dünnen Betonbauteils

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

7.4.1.8 Versagen der Zusatzbewehrung

7.4.1.8.1 Stahlbruch

Im Fall von Stahlbruch der Zusatzbewehrung gelten die entsprechenden Festlegungen von 7.2.1.9.1.

7.4.1.8.2 Verbundversagen

Im Fall von Verbundversagen der Zusatzbewehrung im Betonkonus gelten die entsprechenden Festlegungen von 7.2.1.9.2.

7.4.2 Querlast

7.4.2.1 Geforderte Nachweise

Es gelten die Nachweise von Tabelle 7.5. Die aufgeführten Versagensarten sind in dieser Tabelle dargestellt.

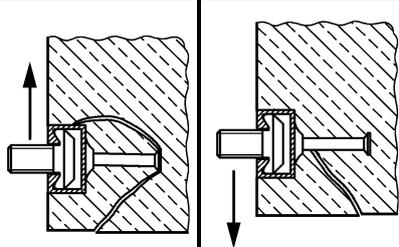
7.4.2.2 Konstruktionsregeln für Zusatzbewehrung

Eine Zusatzbewehrung, die Querlast aufnimmt, muss ausschließlich Oberflächenbewehrung (siehe Bild 7.10 a)) umfassen und es gelten die entsprechenden Festlegungen von 7.2.2.2.

Tabelle 7.5 — Erforderliche Nachweise für Ankerschienen bei Zuglast

	Versagensart	Schiene	Der (die) ungünstigste Anker oder Spezialschraube	
1		Spezialschraube ^a	$V_{Ed}^{cb} \leq V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
2		Anker	$V_{Ed}^a \leq V_{Rd,s,a} = V_{Rk,s,a} / \gamma_{Ms}$	
3	Stahlbruch Querlast ohne Hebelarm	Verbindung zwischen Anker und Schiene	$V_{Ed}^a \leq V_{Rd,s,c} = V_{Rk,s,c} / \gamma_{Ms,ca}$	
4		Lokales Aufbiegen der Schienenlippe ^a	$V_{Ed}^{cb} \leq V_{Rd,s,l} = \frac{V_{Rk,s,l}}{\gamma_{Ms,l}}$	

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

Versagensart		Schiene	Der (die) ungünstigste Anker oder Spezialschraube	
5	Querlast mit Hebelarm		$V_{Ed}^{cb} \leq V_{Rd,s,M} = V_{Rk,s,M} / \gamma_{Ms}$ $V_{Ed}^a \leq V_{Rd,cp} = V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$	
	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite ^b			
7	Betonkantenbruch ^b		$V_{Ed}^a \leq V_{Rd,c} = V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$	
8	Stahlversagen der Zusatzbewehrung ^c		$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = N_{Rk,re} / \gamma_{Ms,re}$	
9	Verankerungsbruch Zusatzbewehrung ^c		$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,a}$	

^a Nachweis für die höchstbeanspruchte Spezialschraube.

^b Bei der Bestimmung des ungünstigsten Ankers muss die auf den Anker einwirkende Last zusammen mit den Rand- und Achsabständen berücksichtigt werden.

^c Die Zugkraft, die auf die Bewehrung einwirkt, muss aus V_{Ed} nach Gleichung (6.6) für den höchstbeanspruchten Anker berechnet werden.

7.4.2.3 Stahlbruch

7.4.2.3.1 Querkraft ohne Hebelarm

(1) Die charakteristischen Widerstände $V_{Rk,s}$ (Versagen der Spezi­alschraube), $V_{Rk,s,a}$ (Versagen des Ankers), $V_{Rk,s,c}$ (Versagen der Verbindung Anker/Schiene) und $V_{Rk,s,l}^0$ (Grundwert für das Versagen infolge lokaler Biegung der Schienenlippe) sind in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

(2) Der charakteristische Widerstand $V_{Rk,s,l}$ für Versagen der Schienenlippe beträgt

$$V_{Rk,s,l} = V_{Rk,s,l}^0 \cdot \psi_{l,v} \quad (7.72)$$

mit

$$\psi_{l,v} = 0,5 \left(1 + \frac{s_{cbo}}{s_{l,v}} \right) \leq 1 \quad (7.73)$$

Dabei ist

s_{cbo} der Achsabstand der Spezi­alschrauben;

$s_{l,v}$ der charakteristische Achsabstand für Versagen der Schienenlippe unter Querlast, entnommen der Europäischen Technischen Produktspezifikation.

Als Anhaltswert darf $s_{l,v} = 2 b_{ch}$ verwendet werden.

7.4.2.3.2 Querkraft mit Hebelarm

Der charakteristische Widerstand einer Spezi­alschraube im Fall von Stahlbruch $V_{Rk,s,M}$ muss nach Gleichung (7.74) berechnet werden.

$$V_{Rk,s,M} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l_a} \quad (7.74)$$

Dabei ist

α_M nach 6.2.2.3 bestimmt

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot (1 - N_{Ed}/N_{Rd,s}) \quad (7.75)$$

$$N_{Rd,s} = N_{Rk,s}/\gamma_{Ms}$$

$M_{Rk,s}^0$ der charakteristische Widerstand gegen Biegung der Spezi­alschraube, in der entsprechenden Europäische Technischen Produktspezifikation angegeben

ANMERKUNG Der Einfluss der Querlast mit Hebelarm auf das Versagen der Schienenlippe wird in der Vorqualifikation der Ankerschiene behandelt.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

7.4.2.4 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

Der charakteristische Widerstand gegen Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite des ungünstigsten Ankers muss nach Gleichung (7.76) berechnet werden:

— Für Befestigungen ohne Zusatzbewehrung

$$V_{\text{Rk,cp}} = k_8 \cdot N_{\text{Rk,c}} \quad (7.76a)$$

Dabei ist

k_8 der der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation zu entnehmende Faktor;

$N_{\text{Rk,c}}$ nach 7.4.1.5 für die querbelasteten Anker zu bestimmen.

— Für Befestigungen mit Zusatzbewehrung

$$V_{\text{Rk,cp}} = 0,75 \cdot k_8 \cdot N_{\text{Rk,c}} \quad (7.76b)$$

7.4.2.5 Betonkantenbruch

(1) Der charakteristische Widerstand eines Ankers, senkrecht zum Bauteilrand belastet, wird nach Gleichung (7.77) berechnet:

$$V_{\text{Rk,c}} = V_{\text{Rk,c}}^0 \cdot \psi_{\text{ch,s,V}} \cdot \psi_{\text{ch,c,V}} \cdot \psi_{\text{ch,h,V}} \cdot \psi_{\text{ch,90°},V} \cdot \psi_{\text{re},V} \quad (7.77)$$

Die verschiedenen Faktoren von Gleichung (7.77) sind nachfolgend angegeben.

(2) Der Grundwert des charakteristischen Widerstands einer Ankerschiene mit einem Anker unter senkrecht zum Bauteilrand einwirkender Last, unbeeinflusst von benachbarten Ankern, der Bauteildicke oder Eckeneinfluss, beträgt:

$$V_{\text{Rk,c}}^0 = k_{12} \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot c_1^{4/3} \quad (7.78)$$

mit

$$\begin{aligned} k_{12} &= k_{\text{cr},V} \text{ für gerissenem Beton;} \\ &= k_{\text{ucr},V} \text{ für ungerissenen Beton.} \end{aligned}$$

$k_{\text{cr},V}$ und $k_{\text{ucr},V}$ sind in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

ANMERKUNG Ein Anhaltswert für $k_{\text{cr},V} = 4,5$ oder $k_{\text{ucr},V} = 6,3$ kann verwendet werden, wenn $h_{\text{ch}}/h_{\text{ef}} \leq 0,4$ und $b_{\text{ch}}/h_{\text{ef}} \leq 0,7$ betragen.

(3) Der Einfluss benachbarter Anker auf den Widerstand gegen Betonkantenbruch wird über den Faktor $\psi_{\text{ch,s,V}}$ nach Gleichung (7.79) berücksichtigt:

$$\psi_{\text{ch,s,V}} = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^{n_{\text{ch},V}} \left[\left(1 - \frac{s_i}{s_{\text{cr},V}}\right)^{1,5} \cdot \frac{V_i}{V_0} \right]} \leq 1 \quad (7.79)$$

Dabei ist (siehe Bild 7.22)

s_i der Abstand zwischen dem betrachteten Anker und den benachbarten Anker $\leq s_{cr,V}$

$$s_{cr,V} = 4 \cdot c_1 + 2b_{ch}, \text{ wenn die Bedingungen } h_{ch}/h_{ef} \leq 0,4 \text{ und } b_{ch}/h_{ef} \leq 0,7 \text{ erfüllt sind} \quad (7.80)$$

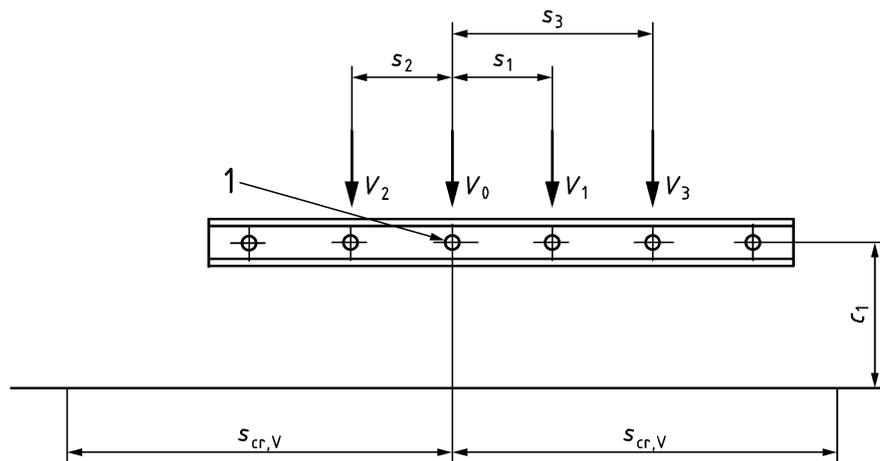
$s_{cr,V}$ aus der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation zu entnehmen, wenn $h_{ch}/h_{ef} > 0,4$ und/oder $b_{ch}/h_{ef} > 0,7 \cdot s_{cr,V}$ bei der Bemessung verwendet wurden, und darf nicht kleiner sein als der Wert nach Gleichung (7.80);

V_i die Querkraft eines beeinflussenden Ankers;

V_0 die Querkraft des betrachteten Ankers;

$n_{ch,V}$ die Anzahl der Anker innerhalb des Abstandes von $s_{cr,V}$ zu beiden Seiten des betrachteten Ankers.

In Gleichung (7.79) wird angenommen, dass alle Querkraften, die auf die Anker einwirken, auf den Rand gerichtet sind. Querkraften auf Anker, die vom Rand weg wirken, dürfen vernachlässigt werden.



Legende

1 betrachteter Anker

Bild 7.22 — Ankerschiene mit unterschiedlichen auf die Anker einwirkenden Querkraften – Beispiel

(4) Der Einfluss einer Ecke auf den charakteristischen Widerstand bei Betonkantenbruch wird durch den Faktor $\psi_{ch,c,V}$ berücksichtigt.

$$\psi_{ch,c,V} = \left(\frac{c_2}{c_{cr,V}} \right)^{0,5} \leq 1 \quad (7.81)$$

Dabei ist

$$c_{cr,V} = 0,5 s_{cr,V} \quad (7.82)$$

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

Wird ein Anker durch zwei Ecken beeinflusst (siehe Bild 7.23b)), muss der Faktor $\psi_{ch,c,V}$ nach Gleichung (7.81) für jede Ecke berechnet werden und das Produkt muss in Gleichung (7.77) eingesetzt werden.

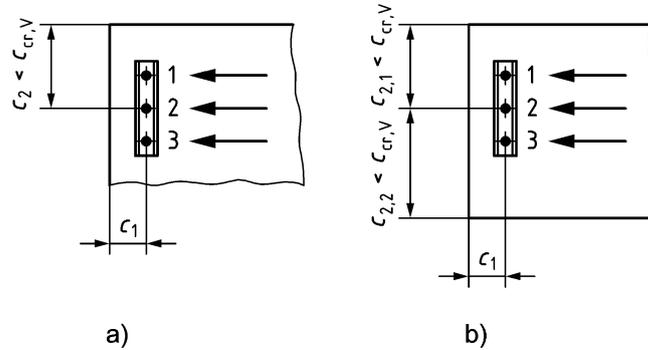


Bild 7.23 — Ankerschiene mit Anker, die durch a) eine oder b) zwei Ecken beeinflusst wird; Anker 2 wird betrachtet - Beispiel

(5) Der Einfluss einer Bauteildicke $h < h_{cr,V}$ wird durch den Faktor $\psi_{ch,h,V}$ berücksichtigt.

$$\psi_{ch,h,V} = \left(\frac{h}{h_{cr,V}} \right)^{0,5} \leq 1 \tag{7.83}$$

Dabei ist

$$h_{cr,V} = 2c_1 + 2h_{ch} \text{ (siehe Bild 7.24), wenn } h_{ch}/h_{ef} \leq 0,4 \text{ und } b_{ch}/h_{ef} \leq 0,7 \text{ erfüllt ist} \tag{7.84}$$

$h_{cr,V}$ der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation zu entnehmen, wenn $h_{ch}/h_{ef} > 0,4$ und/oder $b_{ch}/h_{ef} > 0,7$. Der Wert $h_{cr,V}$, der für die Bemessung verwendet wird, darf nicht kleiner sein als der Wert nach Gleichung (7.84).

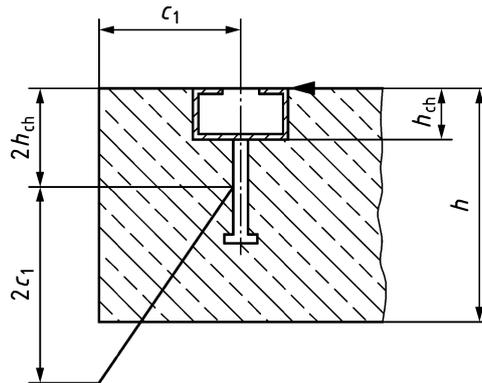


Bild 7.24 — Ankerschiene unter Bauteildickeneinfluss - Beispiel

(6) Der Faktor $\psi_{ch,90^\circ,V}$ berücksichtigt den Einfluss von Querlasten, die parallel zum Bauteilrand wirken (siehe Bild 7.25).

$$\psi_{ch,90^\circ,V} = 2,5 \tag{7.85}$$

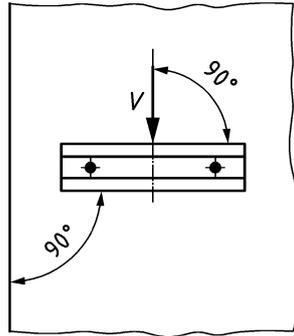


Bild 7.25 — Ankerschiene unter Beanspruchung parallel zum Bauteilrand

(7) Der Faktor $\psi_{re,V}$, der die Art der Randbewehrung berücksichtigt, wird nach 7.2.2.5 berechnet. Bei Vorhandensein einer Randbewehrung bei Anwendungen in gerissenem Beton ist ein Faktor $\psi_{re,V} > 1$ nur dann zu verwenden, wenn die Höhe der Schiene $h_{ch} \leq 40$ mm beträgt (siehe Bild 6.8b)).

(8) Für eine Ankerschiene in einem schmalen dünnen Bauteil (siehe Bild 7.26) mit $c_{2,max} \leq c_{cr,V}$ ($c_{cr,V}$ nach Gleichung (7.82)) und $h < h_{cr,V}$ ($h_{cr,V}$ nach Gleichung (7.84)) führt die Berechnung nach Gleichung (7.77) zu konservativen Ergebnissen. Genauere Ergebnisse werden erzielt, wenn der Randabstand c_1 durch c'_1 ersetzt wird:

$$c'_1 = \max\{(c_{2,max} - b_{ch})/2; (h - 2h_{ch})/2\} \quad (7.86)$$

mit

$$c_{2,max} = \max\{c_{2,1}; c_{2,2}\}, \text{ d. h. der größere der beiden Randabstände parallel zur Lastrichtung.}$$

Der Wert c'_1 wird in die Gleichungen (7.78), (7.80) und (7.84) eingesetzt.

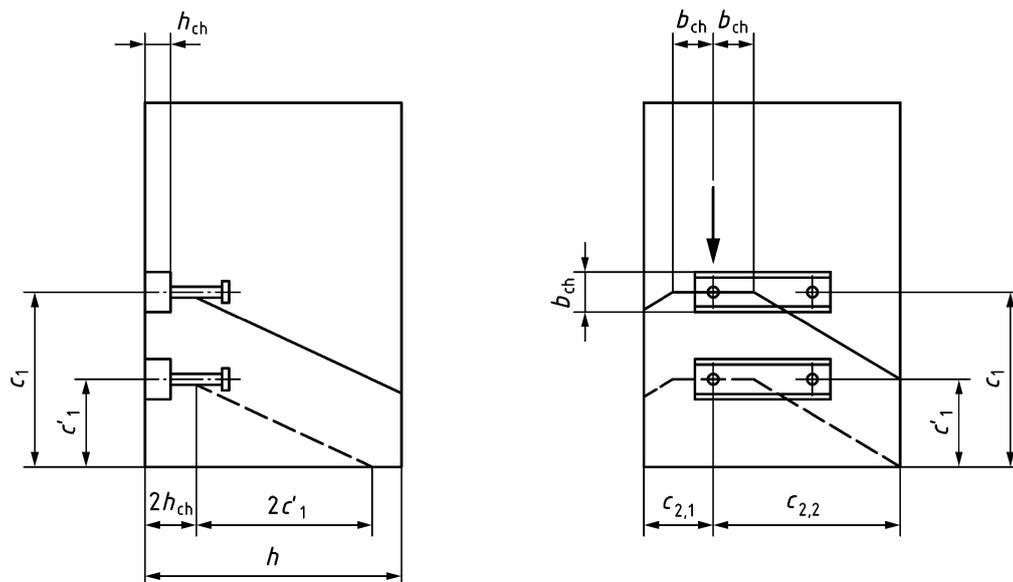


Bild 7.26 — Darstellung einer Ankerschiene unter Einfluss von zwei Ecken und der Bauteildicke
($c_{2,2}$ ist für die Bestimmung von c'_1 maßgebend)

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

7.4.2.6 Zusatzbewehrung

7.4.2.6.1 Stahlbruch

Im Fall von Stahlbruch der Zusatzbewehrung gilt die entsprechende Festlegung von 7.2.2.6.2.

7.4.2.6.2 Verbundversagen

Im Fall von Verbundversagen der Zusatzbewehrung im Betonausbruchskörper gilt die entsprechende Festlegung von 7.2.2.6.3 (2).

7.4.3 Kombinierte Zug- und Querlast

7.4.3.1 Ankerschienen ohne Zusatzbewehrung

Die geforderten Nachweise sind in Tabelle 7.6 angegeben. Nachweise für Stahlbruch der Spezialschraube, andere Stahlversagensarten und andere Versagensarten als Stahlbruch werden getrennt geführt. Alle Nachweise müssen erfüllt sein.

Tabelle 7.6 — Erforderliche Nachweise für Ankerschienen ohne Zusatzbewehrung, die kombinierter Zug- und Querbeanspruchung ausgesetzt sind

Versagensart		Nachweis
1	Spezialschraube ^a	$\left(\frac{N_{Ed}^{cb}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}^{cb}}{V_{Rd,s}} \right)^2 \leq 1 \quad (7.87)$ <p>$N_{Rd,s}$ und $V_{Rd,s}$ der Spezialschraube müssen aus den charakteristischen Werten, die in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben sind, berechnet werden.</p>
2	Stahlbruch Lokales Aufbiegen der Schienenlippe und Biegeversagen der Schiene	$\max \left(\frac{N_{Ed}^{cb}}{N_{Rd,s,l}}; \frac{M_{Ed}^{ch}}{M_{Rd,s,flex}} \right)^{k_{13}} + \left(\frac{V_{Ed}^{cb}}{V_{Rd,s,l}} \right)^{k_{13}} \leq 1 \quad (7.88)$ <p>mit</p> <p>$k_{13} = 2,0$, wenn $V_{Rd,s,l} \leq N_{Rd,s,l}$ $=$ der Europäischen Technischen Produktspezifikation zu entnehmen, wenn $V_{Rd,s,l} > N_{Rd,s,l}$ $= 1,0$ als Vereinfachung</p> <p>$N_{Rd,s,l}$, $M_{Rd,s,flex}$ und $V_{Rd,s,l}$ müssen aus den charakteristischen Werten, die in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben sind, berechnet werden.</p>

Versagensart			Nachweis
3	Stahlbruch	Anker und Verbindung zwischen Anker und Schiene	$\max\left(\frac{N_{Ed}^a}{N_{Rd,s,a}}; \frac{N_{Ed}^a}{N_{Rd,s,c}}\right)^{k_{14}} + \left(\frac{V_{Ed}^a}{V_{Rd,s,a}}\right)^{k_{14}} \leq 1 \quad (7.89)^b$ <p>mit</p> $k_{14} = 2,0, \text{ wenn } V_{Rd,s,a} \leq \min(N_{Rd,s,a}, N_{Rd,s,c})$ <p>= der Europäischen Technischen Produktspezifikation zu entnehmen, wenn $V_{Rd,s,a} > \min(N_{Rd,s,a}, N_{Rd,s,c})$</p> $= 1,0 \text{ als Vereinfachung}$ <p>$N_{Rd,s,a}$, $N_{Rd,s,c}$ und $V_{Rd,s,a}$ müssen aus den charakteristischen Werten, die in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben sind, berechnet werden.</p>
4	Andere Versagensarten als Stahlbruch		$\left(\frac{N_{Ed}^a}{N_{Rd}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}^a}{V_{Rd}}\right)^{1,5} \leq 1 \quad (7.90)$ <p>oder</p> $\left(\frac{N_{Ed}^a}{N_{Rd}}\right) + \left(\frac{V_{Ed}^a}{V_{Rd}}\right) \leq 1,2 \quad (7.91)$ <p>$N_{Ed}^a/N_{Rd,i} \leq 1$ und $V_{Ed}^a/V_{Rd,i} \leq 1$</p> <p>Für die unterschiedlichen Versagensarten muss der größte Wert von $N_{Ed}^a/N_{Rd,i}$ und $V_{Ed}^a/V_{Rd,i}$ eingesetzt werden.</p>
<p>^a Dieser Nachweis ist im Fall von Querlast mit Hebelarm nicht gefordert, da Gleichung (7.75) die Interaktion von Zug- und Querlasten bereits berücksichtigt.</p> <p>^b Gleichung (7.89) beruht auf der Annahme, dass die Quertragfähigkeit des Ankers und der Verbindung identisch sind.</p>			

7.4.3.2 Ankerschienen mit Zusatzbewehrung

(1) Für Ankerschienen, bei denen die Zusatzbewehrung beide, Zug- und Querlasten, überträgt, gilt 7.4.3.1. Jedoch werden für den Nachweis nach Tabelle 7.6, Zeile 4, beide, $N_{Ed}/N_{Rd,i}$ für die Versagensart Betonausbruch (Zuglast), und $V_{Ed}/V_{Rd,i}$ für die Versagensart Betonkantenbruch (Querlast), durch die entsprechenden Werte für Versagen der Zusatzbewehrung ersetzt.

(2) Im Fall von Ankerschienen am Rand, bei denen die Zusatzbewehrung Zug- oder Querlasten überträgt, gilt 7.4.3.1. Jedoch muss Gleichung (7.92) anstelle von Gleichung (7.90) oder Gleichung (7.91) verwendet werden.

$$\left(\frac{N_{Ed}^a}{N_{Rd,i}}\right) + \left(\frac{V_{Ed}^a}{V_{Rd,i}}\right) \leq 1 \quad (7.92)$$

Im Fall von Befestigungen mit Zusatzbewehrung zur Aufnahme von ausschließlich Zuglasten stehen $N_{Rd,i}$ und $V_{Rd,i}$ für die jeweiligen Bemessungswerte der Widerstände $N_{Rd,p}$, $N_{Rd,sp}$, $N_{Rd,cb}$, $N_{Rd,re}$, $N_{Rd,a}$ und $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,cp}$. Wird die Zusatzbewehrung verwendet, um ausschließlich Querlasten aufzunehmen, stehen $N_{Rd,i}$ und $V_{Rd,i}$ für die jeweiligen Bemessungswerte der Widerstände $N_{Rd,p}$, $N_{Rd,c}$, $N_{Rd,sp}$, $N_{Rd,cb}$ und $V_{Rd,cp}$, $N_{Rd,re}$, $N_{Rd,a}$.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

8 Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung

8.1 Allgemeines

(1) Diese Europäische Norm behandelt Anwendungen mit nachträglich montierten Befestigungselementen und Kopfbolzen unter schwellender Zug- oder Querbeanspruchung und wechselnder Querbeanspruchung sowie Kombinationen dieser Belastungsarten.

(2) Es werden nur Befestigungen mit Querlast ohne Hebelarm, wie in 6.2.2.3 (1) definiert, behandelt.

(3) Befestigungselemente, die nur für die Verwendung in redundanten nichttragenden Systemen qualifiziert sind (siehe 7.3), werden nicht behandelt.

(4) Ein Nachweis gegen Ermüdung muss geführt werden, wenn das Befestigungselement regelmäßig wiederholten Lastzyklen ausgesetzt ist (z. B. Befestigung von Kranen, Maschinenanlagen mit sich bewegenden Teilen, Führungsschienen von Aufzügen).

(5) Befestigungselemente für die Verwendung bei Ermüdungsbeanspruchung müssen durch eine Europäische Technische Produktspezifikation vorqualifiziert sein.

(6) Ringspalte sind nicht erlaubt und das Losdrehen der Mutter oder Schraube muss vermieden werden. Es muss eine ständige Vorspannkraft auf dem Befestigungselement über die gesamte Nutzungsdauer des Befestigungselementes vorhanden sein.

(7) Der Nachweis für den Widerstand gegen Ermüdungsversagen besteht aus dem Nachweis unter statischer Beanspruchung und Ermüdungsbeanspruchung. Unter statischer Beanspruchung muss das Befestigungselement unter Anwendung der in Abschnitt 7 aufgeführten Bemessungsverfahren bemessen werden. Die Nachweise unter Ermüdungsbeanspruchung sind in 8.3 gegeben.

8.2 Berechnung der auf das Befestigungselement einwirkenden Kräfte

Es gelten die 6.1 und 6.2. Jedoch müssen die Einschränkungen, gegeben in 8.1, befolgt werden.

8.3 Widerstand

8.3.1 Zuglast

Die geforderten Nachweise für Zuglast sind in der Tabelle 8.1 zusammengefasst.

Tabelle 8.1 — Erforderliche Nachweise — Zugbeanspruchung

	Versagensart	Einzelnes Befestigungselement	Gruppe von Befestigungselementen	
			am höchsten belastetes Befestigungselement	Gruppe
1	Stahlbruch	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek} \leq \frac{\Delta N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms,N,fat}}$	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek}^h \leq \frac{\psi_{F,N} \cdot \Delta N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms,N,fat}}$	
2	Kegelförmiger Betonausbruch	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek} \leq \frac{\Delta N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc,fat}}$		$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek}^g \leq \frac{\Delta N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc,fat}}$
3	Herausziehen^a	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek} \leq \frac{\Delta N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp,fat}}$	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek}^h \leq \frac{\psi_{F,N} \cdot \Delta N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp,fat}}$	
4	Betonspalten	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek} \leq \frac{\Delta N_{Rk,sp}}{\gamma_{Mc,fat}}$		$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek}^g \leq \frac{\Delta N_{Rk,sp}}{\gamma_{Mc,fat}}$
5	Lokaler Betonausbruch	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek} \leq \frac{\Delta N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc,fat}}$		$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek}^g \leq \frac{\Delta N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc,fat}}$
<p>$\gamma_{F,fat}$, $\gamma_{Mc,fat}$, $\gamma_{Mp,fat}$ nach 4.4</p> <p>$\gamma_{Ms,N,fat}$ = $\gamma_{Ms,fat}$ nach 4.4.2.3</p> <p>$\psi_{F,N}$ ist der Reduktionsfaktor, der auf den Widerstand gegen Zuglast zur Berücksichtigung ungleicher Verteilung der Zuglast, die über das Anbauteil auf die einzelnen Befestigungselemente einer Gruppe einwirkt, angewendet wird ≤ 1, in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben</p> <p>ΔN_{Ek} = $N_{Ek,max} - N_{Ek,min}$ Spitze-zu-Spitze-Amplitude der Ermüdungszugbeanspruchung</p> <p>$\Delta N_{Rk,s}$ ist der Widerstand gegen Ermüdung, Zuglast, Stahl, in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben</p> <p>$\Delta N_{Rk,c}$ = $0,5 \cdot N_{Rk,c}$ ist der Widerstand gegen Ermüdung, Zuglast, kegelförmigen Betonausbruch für $2 \cdot 10^6$ Lastzyklen</p> <p>$\Delta N_{Rk,p}$ ist der Widerstand gegen Ermüdung, Zuglast, Herausziehen, in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben</p> <p>$\Delta N_{Rk,sp}$ = $0,5 \cdot N_{Rk,sp}$ ist der Widerstand gegen Ermüdung, Zuglast, Betonspalten für $2 \cdot 10^6$ Lastzyklen</p> <p>$\Delta N_{Rk,cb}$ = $0,5 \cdot N_{Rk,cb}$ ist der Widerstand gegen Ermüdung, Zuglast, lokaler Betonausbruch für $2 \cdot 10^6$ Lastzyklen</p> <p>$N_{Rk,c}$, $N_{Rk,sp}$, $N_{Rk,cb}$ werden nach 7.2.1 berechnet</p>				
<p>^a Versagen durch Herausziehen betrifft nachträglich montierte mechanische Befestigungselemente, Kopfbolzen und nachträglich montierte Verbundpreisdübel.</p>				

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

8.3.2 Querlast

Die geforderten Nachweise für Querlast sind in Tabelle 8.2 zusammengefasst.

Tabelle 8.2 — Erforderliche Nachweise — Querbeanspruchung

Versagensart	Einzelnes Befestigungselement	Gruppe von Befestigungselementen	
		am höchsten belastetes Befestigungselement	Gruppe
1 Stahlbruch ohne Hebelarm	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta V_{Ek} \leq \frac{\Delta V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms,V,fat}}$	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta V_{Ek}^h \leq \frac{\psi_{F,V} \cdot \Delta V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms,V,fat}}$	
2 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta V_{Ek} \leq \frac{\Delta V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc,fat}}$		$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta V_{Ek}^g \leq \frac{\Delta V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc,fat}}$
3 Betonkantenbruch	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta V_{Ek} \leq \frac{\Delta V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc,fat}}$		$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta V_{Ek}^g \leq \frac{\Delta V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc,fat}}$

$\gamma_{F,fat}, \gamma_{Mc,fat}$ nach 4.4;
 $\psi_{F,V}$ ist der Reduktionsfaktor, der auf den Widerstand gegen Querlast zur Berücksichtigung ungleicher Verteilung der Zuglast, die über das Anbauteil auf die einzelnen Befestigungselemente einer Gruppe einwirkt, angewendet wird
 ≤ 1 , in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben. Für Gruppen mit 2 Befestigungselementen unter Querlast senkrecht zur Achse der Befestigungselemente beträgt $\psi_{F,V} = 1$, wenn das Anbauteil nicht gegen Verdrehen in der Ebene gesichert ist.
 $\gamma_{Ms,V,fat} = \gamma_{Ms,fat}$ nach 4.4.2.3
 $\Delta V_{Ek} = V_{Ek,max} - V_{Ek,min}$, Spitze-zu-Spitze-Amplitude der Ermüdungsquerbeanspruchung
 $\Delta V_{Rk,s}$ ist der Widerstand gegen Ermüdung, Querlast, Stahl, in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben
 $\Delta V_{Rk,cp} = 0,5 \cdot V_{Rk,cp}$, ist der Widerstand gegen Ermüdung, Querlast, Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite für $2 \cdot 10^6$ Lastzyklen
 $\Delta V_{Rk,c} = 0,5 \cdot V_{Rk,c}$, ist der Widerstand gegen Ermüdung, Querlast, Betonkantenbruch für $2 \cdot 10^6$ Lastzyklen
 $V_{Rk,cp}, V_{Rk,c}$ werden nach 7.2.2 berechnet.

8.3.3 Kombinierte Zug- und Querlast

Für kombinierte Zug- und Querbeanspruchung müssen die folgenden Gleichungen getrennt für Stahlbruch und für andere Versagensarten als Stahlbruch erfüllt sein:

$$(\beta_{N,fat})^\alpha + (\beta_{V,fat})^\alpha \leq 1 \quad (8.1)$$

mit

$$\beta_{N,fat} = \frac{\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek}}{\psi_{F,N} \cdot \Delta N_{Rk} / \gamma_{M,fat}} \leq 1 \quad (8.2)$$

$$\beta_{V,fat} = \frac{\gamma_{F,fat} \cdot \Delta V_{Ek}}{\psi_{F,V} \cdot \Delta V_{Rk} / \gamma_{M,fat}} \leq 1 \quad (8.3)$$

Dabei ist

$\psi_{F,N}$, $\psi_{F,V}$ in den Tabellen 8.1 und 8.2 definiert;

α = α_s für den Nachweis von Stahlbruch;

= α_c für den Nachweis von anderen Versagensarten als Stahlbruch;

α_s und α_c sind in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben;

ΔN_{Ek} , ΔV_{Ek} , ΔN_{Rk} , ΔV_{Rk} sind in den Tabellen 8.1 und 8.2 definiert.

In Gleichung (8.1) muss der größte Wert von $\beta_{N,fat}$ und $\beta_{V,fat}$ für die verschiedenen betrachteten Versagensarten verwendet werden.

9 Nachweis für seismische Beanspruchung

9.1 Allgemeines

(1) Dieser Abschnitt enthält Anforderungen an die Bemessung von nachträglich montierten Befestigungselementen und einbetonierten Kopfbolzen, die dazu verwendet werden, Erdbebeneinwirkungen mittels Zug-Querlasten oder einer Kombination aus Zug- und Querlasten zwischen verbundenen tragenden Bauteilen oder zwischen nichttragenden Anbauteilen und tragenden Bauteilen zu übertragen.

(2) In Fällen von sehr geringer seismischer Aktivität nach EN 1998-1:2004, 3.2.1 (5), dürfen Befestigungselemente so, wie für ständige und vorübergehende Situationen (siehe Abschnitte 4 bis 7, 11) bemessen werden.

(3) Für die seismischen Bemessungssituation im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bei der der Bemessungswert der seismischen Komponente der Zuglast, der auf ein einzelnes Befestigungselement einer Gruppe von Befestigungselementen einwirkt, gleich oder weniger als 20 % der gesamten Bemessungslast unter Zuglast bei gleicher Lastkombination beträgt, dürfen bei dem Nachweis der auf ein einzelnes Befestigungselement oder eine Gruppe von Befestigungselementen einwirkenden Zuglastkomponente die Anforderungen aus 9.2 (3) vernachlässigt werden.

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

(4) Für die seismische Bemessungssituation im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bei der der Bemessungswert der seismischen Komponente der Querlastkomponente der Bemessungslast, der auf ein einzelnes Befestigungselement einer Gruppe von Befestigungselementen einwirkt, gleich oder weniger als 20 % der gesamten Bemessungslast unter Querlast bei gleicher Lastkombination beträgt, dürfen bei dem Nachweis der auf ein einzelnes Befestigungselement oder eine Gruppe von Befestigungselementen einwirkenden Querlastkomponente die Anforderungen aus 9.2 (3) vernachlässigt werden.

(5) Befestigungselemente, die in Abstandsmontage oder mit einem Mörtelbett $\geq 0,5 d$ angewendet werden, sowie Befestigungselemente, die ausschließlich für Mehrfachanwendung qualifiziert sind (siehe 7.3), werden nicht behandelt.

(6) Einzelne Angaben zur Bemessung von Befestigungselementen unter Erdbebeneinwirkungen sind im normativen Anhang C angegeben.

9.2 Anforderungen

(1) Befestigungselemente, die verwendet werden um Erdbebeneinwirkungen zu widerstehen, müssen alle relevanten Anforderungen an nicht-seismische Anwendungen erfüllen.

(2) Es dürfen nur Befestigungselemente verwendet werden, die für gerissenen Beton und für seismische Anwendungen qualifiziert sind (siehe entsprechende Europäische Technische Produktspezifikation).

(3) Bei der Bemessung von Befestigungselementen muss eine der folgenden Optionen a1), a2) oder b) erfüllt sein:

a) Bemessung ohne Anforderungen an die Duktilität der Befestigungselemente. Es muss angenommen werden, dass die Befestigungselemente nichtdissipative Bauteile sind und sie nicht dazu fähig sind, Energie durch duktilen hysteretisches Verhalten abzuleiten, und dass sie nicht zum gesamten duktilen Verhalten des Bauwerks beitragen:

a1) Kapazitätsbemessung: Das Befestigungselement oder eine Gruppe von Befestigungselementen wird für die maximale Zug- und/oder Querbeanspruchung bemessen, die an die Befestigung übertragen werden kann, beruhend entweder auf der Entwicklung eines duktilen Fließmechanismus im Anbauteil oder dem daran befestigten Bauteil unter Berücksichtigung von Verfestigung und Überfestigkeit oder der Tragfähigkeit eines starren Anbauteils.

a2) Bemessung nach Elastizitätstheorie: Die Befestigung wird unter Annahme eines elastischen Verhaltens der Befestigung und des Bauwerks für die maximale Belastung bemessen, die sich aus den Kombinationen der Bemessungslasten ergibt, die die seismischen Einwirkungen E_{Ed} entsprechend dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (siehe EN 1998-1) einschließen. Außerdem müssen Modellunsicherheiten bei der Ableitung seismischer Einwirkungen auf die Befestigung berücksichtigt werden.

b) Bemessung mit Anforderungen an die Duktilität der Befestigungselemente:

Diese Option ist nur für die Zugkomponente der Last, die auf die Befestigungselemente einwirkt, anwendbar.

Das Befestigungselement oder die Gruppe von Befestigungselementen ist für die Bemessungswerte der Einwirkungen einschließlich Erdbebeneinwirkungen E_{Ed} entsprechend dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (siehe EN 1998-1) bemessen. Die Stahltragfähigkeit der Befestigung muss bei Zugbeanspruchung geringer sein als die Zugtragfähigkeit bei der entsprechenden Versagensart des Betons. Für die Befestigungselemente ist eine ausreichende Dehnfähigkeit gefordert.

Bei der Analyse des Gesamtbauwerks oder bei der Analyse von nichttragenden Bauteilen sollten die Befestigungselemente für die Energiedissipation nicht berücksichtigt werden. Der Beitrag der Befestigung zur Energiedissipationsfähigkeit des Bauwerkes (siehe EN 1998-1:2004, 4.2.2) wird in dieser Norm nicht behandelt.

Option b) sollte nicht für die Befestigung von primären seismischen Bauteilen (siehe EN 1998-1) aufgrund vorhersehbarer möglicher großer nicht umkehrbarer Verschiebungen des Befestigungselementes angewendet werden. Es sollten zusätzliche Befestigungselemente vorgesehen und nach Option a1) oder a2) bemessen sein, außer wenn Querlasten, die auf die Befestigung einwirken, von zusätzlichen Hilfsmitteln aufgenommen werden.

In Option b) darf die Befestigung für die Energiedissipation berücksichtigt werden, wenn über geeignete Nachweise gewährleistet ist, z. B. durch eine (dynamische) nichtlineare Zeitverlaufsanalyse (nach EN 1998-1), und wenn das hysteretische Verhalten aus einer Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen ist.

(4) Der Beton in der Umgebung der Befestigung muss bei der Bestimmung des Bemessungswiderstandes als gerissen angenommen werden, es sei denn, es konnte nach Gleichung (4.4) nachgewiesen werden, dass der Beton während des Erdbebenereignisses ungerissen bleibt.

(5) Die Festlegungen in diesem Abschnitt gelten nicht für die Bemessung von Befestigungen in kritischen Bereichen von Betonbauteilen, in denen während seismischer Beanspruchung Abplatzen des Betons oder Fließen der Bewehrung auftreten kann, wie z. B. in Bereichen von plastischen Gelenken.

(6) Verschiebungen von Befestigungen müssen für die Bemessung berücksichtigt werden. Diese Anforderung muss nicht auf Verankerungen nichttragender Bauteile mit geringer Bedeutung angewendet werden. Die Verschiebung muss begrenzt werden, wenn in der Berechnung eine steife Verbindung angenommen wird, oder wenn die Funktionsfähigkeit des befestigten Bauteils während und nach einem Erdbeben sichergestellt sein muss.

ANMERKUNG Verschiebungen von Befestigungselementen bei seismischen Anwendungen bei beiden, dem Grenzzustand der Schadensbegrenzung und dem Grenzzustand der Tragfähigkeit, sind in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation für Befestigungselemente mit seismischer Leistungskategorie C2 angegeben, wie in Anhang C definiert.

(7) Im Allgemeinen sollte bei seismischen Bemessungssituationen ein Ringspalt zwischen einem Befestigungselement und seinem Anbauteil vermieden werden. Bei Befestigungen von nichttragenden Bauteilen in unkritischen Anwendungen geringer Wichtigkeit ist ein Ringspalt ($d_f \leq d_{f,1}$) zulässig. Die Auswirkung des Ringspalts auf das Verhalten der Befestigungen muss berücksichtigt werden (siehe Anhang C).

(8) Das Losdrehen der Mutter oder Schraube muss durch geeignete Maßnahmen verhindert werden.

9.3 Berechnung der auf das Befestigungselement einwirkenden Kräfte

(1) Der Bemessungswert der Auswirkung der Erdbebeneinwirkungen E_{Ed} , die auf das Anbauteil einwirken, muss nach EN 1998-1 und deren zusätzlichen Teilen bestimmt werden. Weitere Festlegungen sind in Anhang C angegeben.

ANMERKUNG Nationale Regeln für die Bestimmung der Auswirkung von Erdbebeneinwirkung, für die Verwendung in einem Land oder in Teilen eines Landes, dürfen dem Nationalen Anhang von EN 1998-1:2004 entnommen werden.

(2) Die Verteilung der auf die einzelnen Befestigungselemente einer Gruppe einwirkenden Lasten muss mit Abschnitt 6 übereinstimmen, wenn die Grundplatte während der seismischen Bemessungssituation elastisch bleibt.

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

9.4 Widerstand

(1) Der charakteristische Widerstand gegen seismische Beanspruchung $R_{k,eq}$ einer Befestigung muss nach Anhang C bestimmt werden, wobei die seismischen Reduktionsfaktoren α_{gap} und α_{eq} zu berücksichtigen sind. Die Grundwerte der Widerstände gegen seismische Beanspruchung für Stahlbruch, Versagen durch Herausziehen und kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonbruch unter Zuglast und Stahlbruch unter Querlast sind in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben. Für alle anderen Versagensarten muss $R_{k,eq}$ auf Grundlage des charakteristischen Widerstandes bestimmt werden, der für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen nach Abschnitt 7 gilt, wie in Anhang C beschrieben.

(2) Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand $\gamma_{M,eq}$ müssen nach 4.4.2 bestimmt werden.

10 Nachweis für den Feuerwiderstand

(1) Der Nachweis von Befestigungselementen unter Brandeinwirkung muss alle Versagensarten der Kaltbemessung enthalten (siehe Abschnitt 7).

(2) Die entsprechenden Anforderungen von EN 1992-1-2, z. B. Teilsicherheitsbeiwerte und Lastkombinationen, müssen eingehalten werden.

(3) Der informative Anhang D stellt ein Bemessungsverfahren für einbetonierte Kopfbolzen, Ankerschienen und nachträglich montierte Befestigungselemente unter Brandeinwirkung zur Verfügung.

11 Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1) Zu den geforderten Nachweisen siehe 4.2 und 4.3.

(2) Die zulässige Verschiebung C_d muss durch den bemessenden Ingenieur unter Berücksichtigung der jeweiligen Anwendungsart (z. B. des zu befestigenden tragenden Bauteils) beurteilt werden. Es darf angenommen werden, dass die Verschiebung C_d eine lineare Funktion der aufgetragenen Last ist. Im Fall von kombinierten Zug- und Querlasten müssen die Verschiebungen für die Zug- und Querlastkomponenten der resultierenden Last vektoriell addiert werden.

(3) Die charakteristische Verschiebung des Befestigungselementes, das in gerissenen und ungerissenen Beton verbaut ist, unter gegebenen Zug- und Querlasten muss der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen werden.

(4) Die Beanspruchung von Befestigungen mit Zusatzbewehrung kann lokale Risse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erzeugen. Jedoch sind diese Rissbreiten allgemein akzeptabel, da sie in den Konstruktionsregeln der Zusatzbewehrung indirekt berücksichtigt werden.

Anhang A (normativ)

Zusätzliche Regeln für den Nachweis von Betonbauteilen unter den durch Befestigungen aufgebracht Lasten

A.1 Allgemeines

(1) Durch die Einhaltung der in diesem Dokument enthaltenen Bemessungsverfahren wird eine ausreichende Weiterleitung der auf die Befestigung einwirkenden Lasten in das Betonbauteil sichergestellt.

(2) Die sichere Weiterleitung der Lasten aus dem Befestigungselement durch das Betonbauteil zu dessen Auflagern muss für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach EN 1992-1-1 nachgewiesen werden. Die Festlegungen in A.2 erläutern die Verfahren in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1:2004, 6.2.1 (9).

(3) Lasten, die auf die Unterseite des Fertigteils mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht wirken, dürfen nur dann als auf die gesamte Verbundkonstruktion wirkend angenommen werden, wenn:

- a) eine ausreichende Schubbewehrung in der Kontaktfläche zwischen Fertigteil und Aufbeton vorhanden ist, wenn die Befestigungsmittel nur im Betonfertigteil verankert sind, oder
- b) h_{ef} für die Verankerungstiefe im Aufbeton angenommen wird.

Andernfalls dürfen nur leichte (abgehängte) Decken oder ähnliche Bauteile (mit einer Flächenlast, die 1 kN/m^2 nicht überschreitet) an den Fertigteilen befestigt werden.

A.2 Nachweis der Quertragfähigkeit des Betonbauteils

A.2.1 Im Folgenden wird angenommen, dass die Lasten der Befestigungselemente auf der Zugseite des Betonbauteils wirken.

A.2.2 Es wird kein zusätzlicher Nachweis für die lokale (örtliche) Lasteinleitung gefordert, wenn eine der nachfolgenden Bedingungen erfüllt ist:

- a) Die durch den Bemessungswert der Beanspruchungen einschließlich der Bemessungslasten der Befestigungselemente am Auflager verursachte Bemessungsquerkraft V_{Ed} ist:

$$V_{Ed} \leq 0,8 V_{Rd,c} \quad \text{für ein Bauteil ohne Schubbewehrung} \quad (\text{A.1})$$

$$\leq 0,8 \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) \quad \text{für ein Bauteil mit Schubbewehrung} \quad (\text{A.2})$$

Dabei sind

$$V_{Rd,c}, V_{Rd,s}, V_{Rd,max} \quad \text{die Widerstände gegen Querlast nach EN 1992-1-1.}$$

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

- b) Unter der charakteristischen Kombination der Beanspruchungen auf das Anbauteil beträgt die resultierende charakteristische Zugkraft N_{Ek} der zugbeanspruchten Befestigungselemente $N_{Ek} \leq 30$ kN und der Achsabstand a zwischen den äußersten Befestigungselementen benachbarter Gruppen oder zwischen den äußeren Befestigungselementen einer Gruppe und einzelnen Befestigungselementen erfüllt Gleichung (A.3):

$$a \geq 200 \sqrt{N_{Ek}} \quad (\text{A.3})$$

mit

$$N_{Ek} [\text{kN}]$$

- c) Die Bemessungslasten der Befestigungselemente werden von einer zusätzlichen Rückhängebewehrung aufgenommen, die die Zugbewehrung umschließt und an der gegenüberliegenden Seite des Betonbauteils verankert ist. Ihr Abstand von einem einzelnen Befestigungselement oder von den äußersten Befestigungselementen einer Gruppe muss kleiner sein als h_{ef} . Eine Rückhängebewehrung, die bereits im Bauwerk vorhanden und nicht ausgenutzt ist, darf für diesen Zweck verwendet werden.
- d) Die Verankerungstiefe des Befestigungselementes ist $h_{ef} \geq 0,8 \cdot h$.

A.2.3 Ist keine der Bedingungen von A.2.2 erfüllt, müssen die durch die Lasten der Befestigungselemente verursachten Bemessungsquerkräfte $V_{Ed,a}$ an den Auflagern folgende Bedingungen erfüllen.

$$V_{Ed,a} \leq 0,4 V_{Rd,c} \quad \text{für ein Bauteil ohne Schubbewehrung} \quad (\text{A.4})$$

$$\leq 0,4 \cdot \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) \quad \text{für ein Bauteil mit Schubbewehrung} \quad (\text{A.5})$$

Bei der Berechnung von $V_{Ed,a}$ müssen die Lasten der Befestigungselemente als Einzellasten angenommen werden, wobei die Lasteintragungsbreiten $t_1 = s_{t1} + 2 h_{ef}$ und $t_2 = s_{t2} + 2 h_{ef}$, mit s_{t1} (s_{t2}) gleich dem Achsabstand zwischen den äußeren Befestigungselementen einer Gruppe in Richtung 1 (2), betragen. Die wirksame Breite, über die die Querkraft übertragen wird, muss nach der Elastizitätstheorie berechnet werden.

A.2.4 Beträgt unter der charakteristischen Kombination der Beanspruchungen auf das Anbauteil die resultierende charakteristische Zugkraft N_{Ek} der zugbeanspruchten Befestigungselemente in einer Gruppe $N_{Ek} \geq 60$ kN, müssen die Bedingungen von A.2.2 c) oder A.2.2 d) eingehalten werden.

Anhang B **(informativ)**

Dauerhaftigkeit

B.1 Allgemeines

- (1) Liegen in den Nationalen Vorschriften oder in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation keine besseren Angaben vor, dürfen die Festlegungen dieses Anhangs verwendet werden. Diese Festlegungen basieren auf einer vorgesehenen Gebrauchsdauer des Befestigungselementes von 50 Jahren.
- (2) Elektrolytische Korrosion zwischen verschiedenen Metallen muss durch geeignete Trennung oder durch die Wahl von verträglichen Werkstoffen verhindert werden.

B.2 Befestigungselemente unter trockenen Innenraumbedingungen

- (1) Diese Bedingungen gleichen den Expositionsklassen X0 und XC1 nach EN 1992-1-1 für trockene Umgebung.
- (2) Im Allgemeinen ist kein besonderer Korrosionsschutz für die Stahlteile erforderlich, da die Beschichtungen, die dem Korrosionsschutz vor der Verwendung während der Lagerung und zum Sicherstellen der ordnungsgemäßen Funktionstüchtigkeit dienen, als ausreichend betrachtet werden. Bei Teilen aus Temperguss ist im Allgemeinen kein zusätzlicher Schutz erforderlich.

B.3 Befestigungselemente, die äußeren atmosphärischen oder dauerhaft feuchten Innenraumbedingungen ausgesetzt sind

- (1) Diese Bedingungen gleichen den Expositionsklassen XC2, XC3 und XC4 nach EN 1992-1-1.
- (2) Es sollten Befestigungselemente aus nichtrostendem Stahl einer geeigneten Werkstoffgüte verwendet werden. Die Werkstoffgüte des nichtrostenden Stahls, der für die verschiedenen Betriebsumgebungen (Meeresklima, Industrielatmosphäre, usw.) geeignet ist, sollte vorhandenen Nationalen Regeln entsprechen. Im Allgemeinen dürfen austenitische Stähle mit mindestens 17 % Chrom und 12 % Nickel, sowie zusätzlichem Molybdänanteil, z. B. die Werkstoffe 1.4401, 1.4404, 1.4571, 1.4578 und 1.4439 nach EN 10088-2, EN 10088-3 oder entsprechende Werkstoffe, verwendet werden.

B.4 Befestigungselemente mit hoher Korrosionsbeanspruchung durch Chloride und Schwefel

- (1) Die Bedingungen für Chloride sind mit den Expositionsklassen XD und XS nach EN 1992-1-1 vergleichbar. Beispiele für diese Bedingungen sind ständiges, wechselndes Eintauchen in Meerwasser oder die Spritzwasserzone von Meerwasser, Chloratmosphäre von Hallenbädern, Straßentunnel oder Parkhäuser, in denen Taumittel verwendet werden.
- (2) Beispiele für Beanspruchung durch Schwefeldioxid sind Atmosphären mit extremer chemischer Verschmutzung (z. B. in Entschwefelungsanlagen), bei denen der Korrosionswiderstand mit besonderem Augenmerk beachtet werden sollte.
- (3) Die Metallteile des Befestigungselementes (Bolzen, Schraube, Mutter und Unterlegscheibe) sollten aus einem nichtrostenden Stahl hergestellt sein, der für diese hohe Korrosionsbeanspruchung geeignet ist und Nationalen Regeln entsprechen muss. Im Allgemeinen sollten nichtrostende Stähle mit ungefähr 20 % Chrom, 20 % Nickel und 6 % Molybdän, z. B. die Werkstoffe 1.4565, 1.4529 und 1.4547 nach EN 10088-2, EN 10088-3 oder entsprechende Werkstoffe, bei hoher Korrosionsbeanspruchung verwendet werden.

Anhang C (normativ)

Bemessung von Befestigungselementen unter Erdbebeneinwirkungen

C.1 Allgemeines

(1) Dieser Anhang liefert zusätzlich zu Abschnitt 9 detaillierte Anforderungen für Befestigungen, die dazu verwendet werden, Erdbebeneinwirkungen zu übertragen.

(2) Es wird zwischen folgenden Arten von Verbindungen unterschieden:

- Typ „A“: Verbindung zwischen tragenden Bauteilen primärer und/oder sekundärer seismischer Bauteile nach EN 1998-1.
- Typ „B“: Befestigung nichttragender Bauteile.

C.2 Leistungskategorien

(1) Die seismische Leistungsfähigkeit von Befestigungselementen, die seismischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, wird über die Leistungskategorien C1 und C2 eingestuft. Die Leistungskategorie C1 umfasst nur Befestigungselemente mit einem Leistungsvermögen bezüglich der Widerstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit, während die Leistungskategorie C2 Befestigungselemente mit Leistungsfähigkeiten mit Bezug auf beide, die Widerstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Widerstände gegen die Verschiebungen in den Grenzzuständen der Schadensbegrenzung und der Tragfähigkeit, beinhaltet. Die Anforderungen an die Leistungskategorie C2 sind im Vergleich zu denjenigen der Leistungskategorie C1 strenger. Die Leistungskategorie, die für ein Befestigungselement gilt, ist in der zugehörigen Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

(2) In Tabelle C.1 sind die seismischen Leistungskategorien C1 und C2 der seismischen Aktivitätsstufe und der Bedeutungskategorie der Bauwerke zugeordnet. Die seismische Aktivitätsstufe ist als eine Funktion des Produkts $a_g \cdot S$ definiert, wobei a_g der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A und S der Bodenparameter nach EN 1998-1 ist.

ANMERKUNG Die empfohlenen seismischen Leistungskategorien sind in Tabelle C.1 angegeben. Der Wert von a_g oder der Wert des Produkts $a_g \cdot S$, die in einem Land zur Festlegung der Schwellenwerte für die seismischen Klassen verwendet werden, können dem Nationalen Anhang von EN 1998-1 entnommen werden. Außerdem kann die Zuordnung der seismischen Leistungskategorien C1 und C2 zur Erdbebenstärke und Bedeutungskategorie der Bauwerke dem Nationalen Anhang dieser Europäischen Norm entnommen werden.

Tabelle C.1 — Empfohlene seismische Leistungskategorien für Befestigungselemente

Erdbebenstärke ^a		Bedeutungskategorie der Bauwerke nach EN 1998-1:2004, 4.2.5			
Klasse	$a_g \cdot S^c$	I	II	III	IV
sehr gering ^b	$a_g \cdot S \leq 0,05 g$	Keine seismischen Leistungskategorien gefordert			
gering ^b	$0,05 g < a_g \cdot S \leq 0,1 g$	C1	C1 ^d oder C2 ^e		C2
> gering	$a_g \cdot S > 0,1 g$	C1	C2		

^a Die Werte, die die Erdbebenstärke definieren, unterliegen einem Nationalen Anhang. Die empfohlenen Werte sind hier wiedergegeben.

^b Definition nach EN 1998-1:2004, 3.2.1.

^c a_g = Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A (siehe EN 1998-1:2004, 3.2.1),
 S = Bodenparameter (siehe EN 1998-1:2004, 3.2.2).

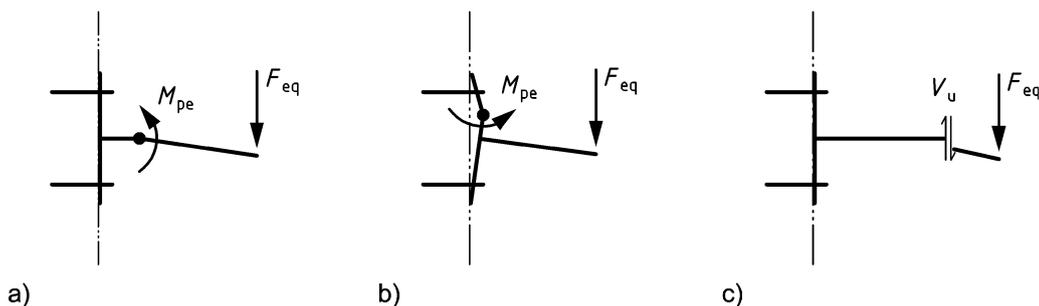
^d C1 für die Befestigung nichttragender Bauteile an Bauwerken (Typ „B“ Verbindung)

^e C2 für die Befestigung tragender Bauteile an Bauwerken (Typ „A“ Verbindung)

C.3 Bemessungskriterien

(1) Bei der Bemessung von Befestigungselementen nach 9.2 (3), Option a1) „Kapazitätsbemessung“, ist das Befestigungselement für beide Arten von Verbindungen Typ „A“ und Typ „B“ für die maximale Last bemessen, die in die Befestigung übertragen werden kann, entweder durch Ausbildung eines Fließgelenks im befestigten Stahlbauteil (siehe Bild C.1a)) oder in der Grundplatte aus Stahl (siehe Bild C.1b)) unter Berücksichtigung von Verfestigungseffekten und Werkstoff-Überfestigkeiten oder durch die Tragfähigkeit eines steifen Anbauteils oder tragenden Bauteils (siehe Bild C.1c)).

Die Annahme eines plastischen Gelenks in dem Anbauteil (siehe Bild C.1b)) erfordert die Berücksichtigung spezifischer Aspekte einschließlich z. B. der Umlagerung von Lasten auf die einzelnen Befestigungselemente einer Gruppe, die Umlagerung der Lasten in das Bauwerk und das Ermüdungsverhalten des Anbauteils bei einer geringen Anzahl von Lastspielen.



Legende

- a) Fließgelenk im befestigten Bauteil
- b) Fließgelenk in der Grundplatte
- c) Tragfähigkeit des befestigten Bauteils

Bild C.1 — Seismische Bemessung durch Schutz der Befestigung

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

(2) Bei der Bemessung von Befestigungselementen nach 9.2 (3), Option a2) „Bemessung nach Elastizitätstheorie“, müssen die Auswirkungen der Einwirkungen für Verbindungen vom Typ „A“ nach EN 1998-1 mit einem Verhaltensfaktor $q = 1,0$ abgeleitet werden. Bei Verbindungen vom Typ „B“ müssen die Auswirkungen der Einwirkungen mit $q_a = 1,0$ für das befestigte Bauteil bestimmt werden. q_a wird als Verhaltensbeiwert für nichttragende Bauteile definiert. Wenn die Auswirkungen der Einwirkungen in Übereinstimmung mit dem vereinfachten Ansatz nach C.4.4 mit $q_a = 1,0$ abgeleitet werden, müssen sie mit einem Überhöhungsfaktor gleich 1,5 multipliziert werden. Werden die Auswirkungen der Einwirkungen nach einem genaueren Modell abgeleitet, darf dieser zusätzliche Überhöhungsfaktor entfallen.

(3) Bei der Bemessung von Befestigungselementen nach 9.2 (3), Option b) „Bemessung mit Anforderungen an die Duktilität der Befestigungselemente“, müssen die folgenden zusätzlichen Bedingungen eingehalten werden:

- a) Das Befestigungselement muss über eine Europäische Technische Produktspezifikation verfügen, die eine Qualifikation für die Leistungskategorie C2 umfasst.
- b) Zur Sicherstellung von Stahlbruch der Befestigung müssen die Bedingung b1) für Befestigungen mit einem zugbeanspruchten Befestigungselement und Bedingung b2) bei Gruppen mit zwei und mehr zugbeanspruchten Befestigungselementen erfüllt sein. Zusätzlich gilt bei Gruppen mit zwei und mehr zugbeanspruchten Kopfbolzen oder nachträglich montierten mechanischen Befestigungselementen Bedingung b3).

ANMERKUNG Im Fall von Befestigungselementen mit Zusatzbewehrung wird beim Nachweis der Widerstand gegen kegelförmigen Betonausbruch durch den Widerstand der Zusatzbewehrung ersetzt (Minimum für Stahl- und Verankerungsbruch).

b1) Befestigungen mit einem zugbeanspruchten Befestigungselement:

$$R_{k,s,eq} \leq 0,7 \cdot \frac{R_{k,conc,eq}}{\gamma_{inst}} \quad (C.1)$$

Dabei ist

$R_{k,s,eq}$ der minimale charakteristische Widerstand gegen seismische Beanspruchungen bei Stahlbruch, berechnet nach Gleichung (C.8);

$R_{k,conc,eq}$ der minimale charakteristische Widerstand gegen seismische Beanspruchungen bei allen Betonversagensarten (kegelförmiger Betonausbruch, Herausziehen (Kopfbolzen und nachträglich montierte mechanische Befestigungselemente), kombinierte Versagensart Herausziehen und Betonausbruch (Verbunddübel), lokaler Betonausbruch und Betonspalten), berechnet nach Gleichung (C.8);

γ_{inst} der Faktor zur Berücksichtigung der Empfindlichkeit hinsichtlich der Montage entsprechend der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation.

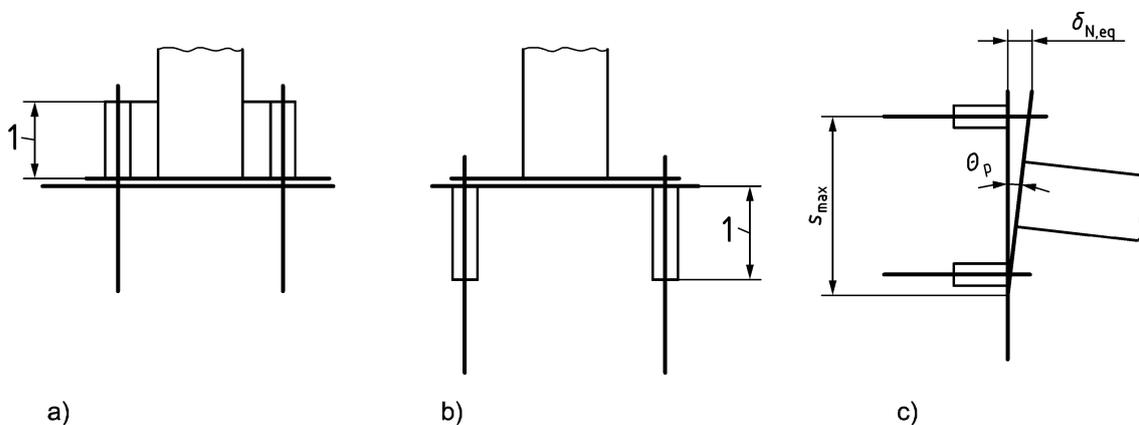
b2) Bei Gruppen von Befestigungselementen mit zwei und mehr zugbeanspruchten Befestigungselementen muss Gleichung (C.2) für die zugbeanspruchten Befestigungselemente erfüllt sein:

$$\frac{R_{k,s,eq}}{E_d^h} \leq 0,7 \cdot \frac{R_{k,conc,eq}}{E_d^g \cdot \gamma_{inst}} \quad (C.2)$$

Dabei ist

$R_{k,conc,eq}$ der minimale charakteristische Widerstand gegen seismische Beanspruchungen bei Versagensart kegelförmiger Betonausbruch, kombinierte Versagensart Herausziehen und Betonausbruch (nur Verbunddübel), Versagensarten lokaler Betonausbruch und Betonspalten, berechnet nach Gleichung (C.8).

- b3) Bei einer Gruppe von Kopfbolzen oder nachträglich montierten mechanischen Befestigungselementen mit zwei oder mehr zugbeanspruchten Befestigungselementen muss das höchstbelastete Befestigungselement bei Versagen durch Herausziehen nach Gleichung (C.1) nachgewiesen werden, wobei $R_{k,conc,eq}$ der Widerstand eines Befestigungselementes gegen Herausziehen unter seismischen Beanspruchungen ist.
- c) Befestigungselemente, die Zuglasten übertragen, müssen duktil sein und müssen eine Dehnlänge von mindestens $8d$ haben, sofern nicht auf andere Weise bestimmt. In den Bildern C.2 a) und C.2 b) sind Abbildungen von Dehnlängen dargestellt.
- 1) Ein Befestigungselement gilt als duktil, wenn die Nennbruchfestigkeit des Stahls des lastübertragenden Querschnitts $f_{uk} = 800 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreitet, das Verhältnis der Nennstreckgrenze zum Nennwert der Bruchfestigkeit den Wert $f_{yk}/f_{uk} = 0,8$ nicht überschreitet und die Bruchdehnung (gemessen über eine Länge von $5d$) mindestens 12 % beträgt.
 - 2) Die charakteristische Festigkeit des Stahls N_{uk} von Befestigungselementen mit reduziertem Querschnitt (z. B. Gewinde) über eine Länge kleiner als $8d$ ($d =$ Durchmesser des reduzierten Querschnitts des Befestigungselementes) muss größer als die 1,3-fache charakteristische Streckgrenze N_{yk} des nicht reduzierten Querschnitts sein.



Legende

- 1 Dehnlänge
a) Darstellung der Dehnlänge – Verankerungsbock
b) Darstellung der Dehnlänge – Hüslenlänge oder verbundfreie Länge
c) Verschiebungen und Drehungen der Befestigung

Bild C.2 — Seismische Bemessung durch Fließen eines duktilen Befestigungselementes

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

C.4 Ableitung der auf die Befestigungselemente einwirkenden Kräfte – Analyse

C.4.1 Allgemeines

(1) Der Bemessungswert der Auswirkung der Erdbebeneinwirkungen E_{Ed} auf das Anbauteil muss nach EN 1998-1 und 9.2 (3) bestimmt werden. Dieser Abschnitt liefert ergänzende Festlegungen zu EN 1998-1, einschließlich senkrechter Erdbebeneinwirkungen auf nichttragende Bauteile.

(2) Der Höchstwert jeder Lasteinwirkung (Zug- und Querkomponenten der Kräfte eines Befestigungselementes) muss als gleichzeitig wirkend betrachtet werden, es sei denn, es wird ein genaueres Modell zur Abschätzung der wahrscheinlich gleichzeitig einwirkenden Werte jeder Lasteinwirkung verwendet.

C.4.2 Ergänzung zu EN 1998-1:2004, 4.3.3.5

Bei der Bemessung von Befestigungselementen bei Verbindungen vom Typ „A“ muss die Vertikal-komponente der Erdbebeneinwirkung nach EN 1998-1:2004, 4.3.3.5.2 (2) bis (4) berücksichtigt werden, wenn der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung in vertikaler Richtung a_{vg} größer als $2,5 \text{ m/s}^2$ ist.

C.4.3 Ergänzung zu EN 1998-1:2004, 4.3.5.1

Bei der Bemessung von Befestigungselementen für nichttragende Bauteile, die Erdbebeneinwirkungen ausgesetzt sind, sollten jegliche vorteilhafte Auswirkungen von Reibung infolge Schwerkraft nicht berücksichtigt werden.

C.4.4 Ergänzungen und Abänderungen zu EN 1998-1:2004, 4.3.5.2

(1) In Fällen, in denen EN 1998-1:2004, 4.3.5.1 (3), gilt, dürfen die horizontalen Auswirkungen der Erdbebeneinwirkung auf nichttragende Bauteile nach EN 1998-1:2004, Gleichung (4), bestimmt werden. Der Verhaltensbeiwert q_a darf jedoch aus Tabelle C.2 entnommen werden.

ANMERKUNG 1 Die Tabelle C.2 enthält zusätzliche Angaben zu den in EN 1998-1:2004, Tabelle 4.4, angegebenen Werten q_a . Die Bestimmung der Auswirkungen der Erdbebeneinwirkung auf nichttragende Bauteile für die Verwendung in einem Land darf seinem Nationalen Anhang zu dieser Europäischen Norm entnommen werden. Die empfohlene Regel ist die Anwendung von EN 1998-1:2004, Gleichung (4.24), in Kombination mit Gleichung (C.3).

(2) Die Gleichung (4.25) von EN 1998-1:2004 darf wie folgt umgeformt werden:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\left(1 + \frac{z}{H} \right) \cdot A_a - 0,5 \right] \geq \alpha \cdot S \quad (\text{C.3})$$

mit

$$A_a = \frac{3}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} \quad (\text{C.4})$$

Der seismische Überhöhungsfaktor A_a darf nach Gleichung (C.4) berechnet oder aus Tabelle C.2 entnommen werden, wenn eine der grundlegenden Periodendauern nicht bekannt ist.

ANMERKUNG 2 Bei der Berechnung der auf nichttragende Bauteile einwirkenden Kräfte nach EN 1998-1:2004, Gleichung (4), kann es schwierig sein, die grundlegende Periodendauer T_a des nichttragenden Bauteils zuverlässig festzustellen. Tabelle C.2 liefert einen pragmatischen Ansatz.

Tabelle C.2 — Werte von q_a und A_a für nichttragende Bauteile

	Art des nichttragenden Bauteils	q_a	A_a
1	Freitragende Brüstungen oder Verzierungen	1,0	3,0
2	Zeichen und Werbetafeln		3,0
3	Schornsteine, Masten und Tanks auf Stützen, die entlang einer Länge von mehr als der Hälfte ihrer Gesamthöhe als unverspannte Freitragler wirken		3,0
4	Lagerung von Gefahrenstoffen, Rohrleitungen für gefährliche Flüssigkeiten		3,0
5	Äußere und innere Wände	2,0	1,5
6	Trennwände und Fassaden		1,5
7	Schornsteine, Masten und Tanks auf Stützen, die entlang einer Länge von weniger als der Hälfte ihrer Gesamthöhe als unverspannte Freitragler wirken, oder gegen das Bauwerk auf der Höhe oder oberhalb ihres Schwerpunkts verspannt oder abgespannt sind		1,5
8	Aufzüge		1,5
9	Computerzugangsböden, elektrische Einrichtung und Kommunikationsausrüstung		3,0
10	Fördereinrichtungen		3,0
11	Verankerungsbauteile für ständig vorhandene Schränke und Bücherstapel auf dem Fußboden		1,5
12	Verankerungsbauteile für (hängende) Zwischendecken und Beleuchtungskörper		1,5
13	Hochdruckleitungen, Leitungen für Feuerunterdrückung		3,0
14	Flüssigkeitsleitungen für ungefährliche Stoffe		3,0
15	Computer-, Kommunikations- und Lagerregale		3,0

(3) Die vertikalen Auswirkungen der Erdbebeneinwirkung sollten durch Aufbringung einer auf den Schwerpunkt des nichttragenden Bauteils einwirkenden Vertikalkraft F_{va} bestimmt werden, die wie folgt definiert ist:

$$F_{va} = (S_{va} \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (C.5)$$

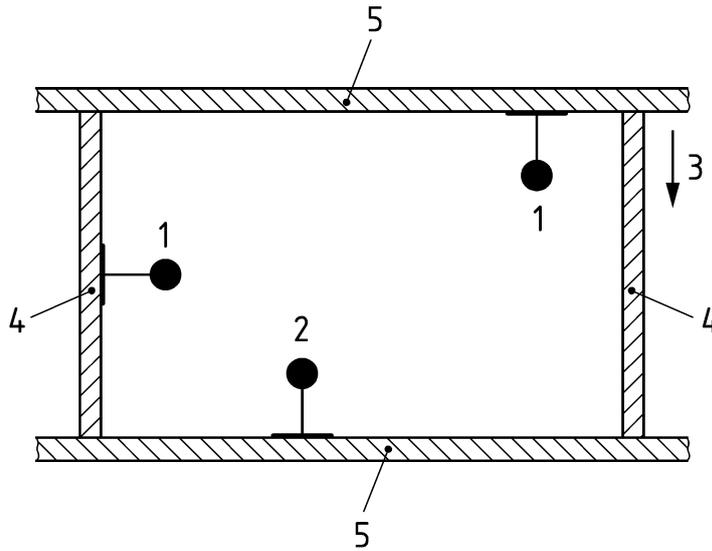
mit

$$S_{va} = \alpha_v \cdot A_a \quad (C.6)$$

q_a, A_a dürfen als identisch zu den Werten angenommen werden, die für Horizontalkräfte gelten.

ANMERKUNG Die vertikalen Auswirkungen der Erdbebeneinwirkung F_{va} für nichttragende Bauteile dürfen bei den Befestigungselementen vernachlässigt werden, wenn die vertikale Komponente des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung a_{vg} weniger als $2,5 \text{ m/s}^2$ beträgt und die Gravitationslasten durch direkte Auflage des Anbauteils auf dem Bauwerk übertragen werden (siehe Befestigung 2 in Bild C.3). Die Bestimmung der Auswirkung der vertikalen Erdbebeneinwirkung auf nichttragende Bauteile darf für die Verwendung in einem Land dessen Nationalen Anhang dieser Europäischen Norm entnommen werden. Die empfohlene Regel ist die Anwendung von Gleichung (C.5).

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)



Legende

- 1 F_{va} berücksichtigt
- 2 F_{va} vernachlässigt, wenn $a_{vg} \leq 2,5 \text{ m/s}^2$
- 3 Schwerkraft
- 4 Wand
- 5 Decke oder Boden

Bild C.3 — Vertikale Auswirkungen der Erdbebeneinwirkung – Beispiel

C.4.5 Ergänzungen und Abänderungen zu EN 1998-1:2004, 4.3.5.4

Höchstwerte für den Verhaltensbeiwert q_a für nichttragende Bauteile dürfen aus der Tabelle C.2 gewählt werden.

C.5 Widerstand

(1) Der Bemessungswert des Widerstandes gegen seismische Beanspruchung eines Befestigungselementes ist gegeben durch:

$$R_{d,eq} = \frac{R_{k,eq}}{\gamma_{M,eq}} \quad (\text{C.7})$$

mit

$$\gamma_{M,eq} \quad \text{nach 4.4.2.}$$

(2) Der Bemessungswert des charakteristischen Widerstandes gegen seismische Beanspruchung $R_{k,eq}$ eines Befestigungselementes muss wie folgt bestimmt werden:

$$R_{k,eq} = \alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq} \cdot R_{k,eq}^0 \quad (\text{C.8})$$

Dabei ist

α_{gap} der Reduktionsfaktor, zur Berücksichtigung der Trägheitseinflüsse infolge eines Ringspalts zwischen Befestigungselement und Anbauteil im Fall von Querbeanspruchung ist in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben;

α_{eq} der Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Erdbebeneinwirkungen und damit verbundenen Rissen auf

- a) den Widerstand gegen kegelförmigen Betonausbruch und die Verbundfestigkeit der Zusatzbewehrung und
- b) den Widerstand von Gruppen durch ungleiche Lasteinleitung in die einzelnen Befestigungselemente einer Gruppe,

siehe Tabelle C.3;

$R_{k,\text{eq}}^0$ der charakteristische Grundwiderstand gegen seismische Beanspruchung für eine gegebene Versagensart, der wie folgt bestimmt wird:

Bei Stahlbruch und Versagen durch Herausziehen unter Zuglast und Stahlbruch unter Querlast muss $R_{k,\text{eq}}^0$ der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen werden (d. h. $N_{\text{Rk},s,\text{eq}}$, $N_{\text{Rk},p,\text{eq}}$, $V_{\text{Rk},s,\text{eq}}$).

Bei kombiniertem Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch im Fall von nachträglich montierten Verbunddübeln muss $R_{k,\text{eq}}^0$ nach 7.2.1.6 bestimmt werden (d. h. $N_{\text{Rk},p}$), jedoch unter Verwendung der charakteristischen Verbundtragfähigkeit ($\tau_{\text{Rk},\text{eq}}$), die in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben ist.

Bei allen anderen Versagensarten muss $R_{k,\text{eq}}^0$ wie für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation nach Abschnitt 7 bestimmt werden (d. h. für Zuglast: $N_{\text{Rk},c}$, $N_{\text{Rk},sp}$, $N_{\text{Rk},cp}$, $N_{\text{Rk},re}$, $N_{\text{Rk},a} = \gamma_c \cdot N_{\text{Rd},a}$, und für Zuglast: $V_{\text{Rk},c}$, $V_{\text{Rk},cp}$, $N_{\text{Rk},re}$, $N_{\text{Rk},a} = \gamma_c \cdot N_{\text{Rd},a}$).

Die Kräfte der Befestigungselemente werden durch die Auswirkung eines Hammerschlags auf das Befestigungselement bei Vorhandensein eines Ringspalts unter Querlast verstärkt. Aus Gründen der Vereinfachung wird diese Auswirkung nur beim Widerstand der Befestigung betrachtet. Sind keine Angaben in der Europäischen Technischen Produktspezifikation vorhanden, dürfen die folgenden Werte für α_{gap} verwendet werden, die auf einer begrenzten Anzahl von Prüfungen basieren.

Querbeanspruchung:

$\alpha_{\text{gap}} = 1,0$ ohne Lochspiel zwischen Befestigungselement und Anbauteil (allgemeiner Fall siehe 9.2 (7));

= 0,5 Verbindungen mit Lochspiel entsprechend Tabelle 6.1.

(3) Der Nachweis für Interaktion zwischen Zug- und Querkräften muss analog zu 7.2.3.1 und 7.2.3.2 ausgeführt werden. Er muss separat für Stahlbruch und andere Versagensarten als Stahlbruch nach Gleichung (C.9) bestimmt werden.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

Tabelle C.3 — Reduktionsfaktor α_{eq}

Beanspruchung	Versagensart	Einzelnes Befestigungselement ^a	Gruppen von Befestigungselementen
Zuglast	Stahlbruch	1,0	1,0
	Kegelförmiger Betonausbruch		
	— Kopfbolzen und Hinterschnittdübel mit k_1 -Faktor, wie bei Kopfbolzen	1,0	0,85
	— alle anderen Befestigungselemente	0,85	0,75
	Versagen durch Herausziehen	1,0	0,85
	Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonbruch (Verbunddübel)	1,0	0,85
	Betonspalten	1,0	0,85
	lokaler Betonausbruch	1,0	0,85
Querlast	Stahlbruch der Bewehrung	1,0	1,0
	Verankerungsbruch der Bewehrung	0,85	0,75
	Stahlbruch	1,0	0,85
	Betonausbruch auf der last-abgewandten Seite:		
	— Kopfbolzen und Hinterschnittdübel mit k_1 -Faktor, wie bei Kopfbolzen	1,0	0,85
	— alle anderen Befestigungselemente	0,85	0,75
Betonkantenbruch	1,0	0,85	
Stahlbruch der Bewehrung	1,0	1,0	
Verankerungsbruch der Bewehrung	0,85	0,75	

^a Das gilt auch, wenn nur ein Befestigungselement in einer Gruppe einer Zuglast ausgesetzt ist.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i,eq}}\right)^{k_{15}} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i,eq}}\right)^{k_{15}} \leq 1 \quad (C.9)$$

Dabei sind

N_{Ed}, V_{Ed} die Bemessungslasten der Befestigungselemente, einschließlich seismischer Auswirkungen auf die entsprechenden Versagensarten;

k_{15} = 1 für Stahlbruch;
 = 2/3 bei Befestigungselementen mit einer Zusatzbewehrung, die nur Zug- oder Querlasten aufnimmt;
 = 1 in allen anderen Fällen.

ANMERKUNG Genauere Werte für k_{15} können der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen werden.

Die folgenden Werte müssen in Gleichung (C.9) verwendet werden

- im Fall von Stahlbruch: jeweils $N_{Rd,s,eq}$ und $V_{Rd,s,eq}$ für $N_{Rd,i,eq}$ und $V_{Rd,i,eq}$;
- im Fall von anderen Versagensarten als Stahlbruch: die größten Verhältnisse von $N_{Ed}/N_{Rd,i,eq}$ und $V_{Ed}/V_{Rd,i,eq}$.

C.6 Verschiebungen von Befestigungselementen

(1) Die Verschiebung eines Befestigungselementes unter Zug- und Querlasten im Grenzzustand der Schadensbegrenzung muss auf einen Wert $\delta_{N,req(DLS)}$ und $\delta_{V,req(DLS)}$ begrenzt werden, um die Anforderungen an z. B. Funktionalität und angenommene Auflagerbedingungen zu erfüllen. Diese Werte müssen auf Grundlage der Anforderungen der spezifischen Anwendung gewählt werden. Unter Annahme einer steifen Auflagers muss der bemessende Ingenieur bei der Analyse die zulässige Verschiebung festlegen, die mit der Anforderung an das Verhalten des Bauwerks vereinbar ist.

ANMERKUNG In zahlreichen Fällen wird die als zulässig angesehene Verschiebung im Zusammenhang mit der Bedingung eines steifen Auflagers in der Größenordnung von 3 mm angenommen.

(2) Wenn Verformungen (Verschiebungen oder Verdrehungen) für die Bemessung der Verbindung maßgebend sind (wie beispielsweise an sekundären seismischen Bauteilen oder Fassadenelementen) muss nachgewiesen werden, dass diese Verformungen durch die Befestigungselemente aufgenommen werden.

Die Verdrehung der Verbindung θ_p (siehe Bild C.2c) ist durch Gleichung (C.10) definiert:

$$\theta_p = \delta_{N,eq}/s_{max} \quad (C.10)$$

Dabei ist

$\delta_{N,eq}$ die Verschiebung des Befestigungselementes unter seismischen Beanspruchungen;
 s_{max} der Abstand zwischen der äußersten Reihe von Befestigungselementen und dem gegenüberliegenden Rand der Grundplatte.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

(3) Wenn die Verschiebung des Befestigungselementes $\delta_{N,eq(DLS)}$ unter Zugbeanspruchung und/oder $\delta_{V,eq(DLS)}$ unter Querbeanspruchung in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation größer sind als die entsprechenden erforderlichen Werte $\delta_{N,req(DLS)}$ und/oder $\delta_{V,req(DLS)}$, darf der Bemessungswert des Widerstandes nach Gleichung (C.11) verringert werden.

$$N_{Rd,eq,red} = N_{Rd,eq} \cdot \frac{\delta_{N,req(DLS)}}{\delta_{N,eq(DLS)}} \quad (C.11a)$$

$$V_{Rd,eq,red} = V_{Rd,eq} \cdot \frac{\delta_{V,req(DLS)}}{\delta_{V,eq(DLS)}} \quad (C.11b)$$

(4) Müssen die Befestigungen und befestigte Bauteile nach einem Erdbeben funktionsfähig sein, sind die entsprechenden Verschiebungen zu berücksichtigen.

Anhang D (informativ)

Brandeinwirkung — Bemessungsverfahren

D.1 Allgemeines

- (1) Das Bemessungsverfahren gilt für einbetonierte Kopfbolzen, Ankerschienen und nachträglich montierte Befestigungselemente und ergänzt EN 1992-1-2.
- (2) Befestigungselemente unter Brandeinwirkung sollten eine Europäische Technische Produktspezifikation für die Verwendung in gerissenem Beton haben.
- (3) Die charakteristischen Widerstände unter Brandeinwirkung sollten der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen werden. Liegen keine derartigen Daten vor, sind in D.4 konservative Werte angegeben. Bei Ankerschienen sollten jedoch nur Versagensarten wie Betonausbruch und Herausziehen nach dem vorgegebenen Ansatz nachgewiesen werden, während der Nachweis für Stahlbruch auf den in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegebenen Werten basieren sollte. Im Fall von Verbunddübeln unter Zuglast sollte der Wert $\tau_{Rk,fi}$ für den Nachweis bei kombiniertem Versagen durch Verbund- und Betonbruch der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen werden.
- (4) Der Feuerwiderstand ist nach EN 13501-2 unter Verwendung der ISO-Einheitstemperaturkurve (ETK) eingestuft.
- (5) Das Bemessungsverfahren behandelt Befestigungselemente unter Brandeinwirkung von nur einer Seite. Bei Brandeinwirkung von mehreren Seiten darf das Bemessungsverfahren nur verwendet werden, wenn der Randabstand des Befestigungselementes $c \geq 300$ mm und $c \geq 2h_{ef}$ beträgt.
- (6) Im Allgemeinen wird die Bemessung unter Brandeinwirkung nach dem in dieser Europäischen Norm angegebenen Bemessungsverfahren für Umgebungstemperatur durchgeführt. Es werden jedoch Teilsicherheitsbeiwerte und charakteristische Widerstände unter Brandeinwirkung anstelle der entsprechenden Werte bei Umgebungstemperatur verwendet.
- (7) Abplatzen von Beton durch Brandeinwirkung muss durch geeignete Maßnahmen verhindert oder bei der Bemessung berücksichtigt werden.

D.2 Teilsicherheitsbeiwerte

- (1) Der Wert des Faktors, der die Empfindlichkeit γ_{inst} von nachträglich montierten Befestigungselementen hinsichtlich der Montage berücksichtigt, hat seinen Ursprung in der Vorqualifikation des Produktes und ist produktabhängig. Deshalb sollte er nicht verändert werden.
- (2) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Materialien $\gamma_{M,fi}$ dürfen dem Nationalen Anhang eines Landes dieser Europäischen Norm entnommen werden.

ANMERKUNG Für Stahlbruch und Versagensarten des Betons unter Querbeanspruchung ist der empfohlene Wert $\gamma_{M,fi} = 1,0$. Für Versagensarten des Betons unter Zuglast ist $\gamma_{M,fi} = 1,0 \cdot \gamma_{inst}$.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

D.3 Lasten

Lasten von Befestigungen unter Brandeinwirkung sollten unter Verwendung der Lastkombinationen für außergewöhnliche Lasten, angegeben in EN 1990, bestimmt werden.

D.4 Widerstand

D.4.1 Allgemeines

Sind keine charakteristischen Widerstände unter Brandeinwirkung in einer Europäischen Technischen Produktspezifikation verfügbar, dürfen die im Nachfolgenden angegebenen konservativen Werte verwendet werden.

D.4.2 Zuglast

D.4.2.1 Stahlbruch

Die charakteristische Zugfestigkeit $\sigma_{Rk,s,fi}$ eines Befestigungselementes im Fall von Stahlbruch unter Brandeinwirkung, die in den folgenden Tabellen D.1 und D.2 angegeben ist, gilt auch für außerhalb des Betons befindliche ungeschützte Stahlteile des Befestigungselementes und darf bei der Bemessung verwendet werden. Der charakteristische Widerstand $N_{Rk,s,fi}$ wird berechnet mit:

$$N_{Rk,s,fi} = \sigma_{Rk,s,fi} \cdot A_s \quad (D.1)$$

Tabelle D.1 — Charakteristische Zugfestigkeit eines Befestigungselementes aus Kohlenstoffstahl unter Brandeinwirkung

Befestigungselemente Bolzen/Gewinde- durchmesser	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Charakteristische Zugfestigkeit $\sigma_{Rk,s,fi}$ [N/mm ²] eines ungeschützten Befestigungselementes, hergestellt aus Kohlenstoffstahl nach EN 10025, im Fall von Brandeinwirkung			
		30 min (R15 bis R30)	60 min (R45 und R60)	90 min (R90)	120 min (≤ R120)
∅ 6	≥ 30	10	9	7	5
∅ 8	≥ 30	10	9	7	5
∅ 10	≥ 40	15	13	10	8
∅ 12 und größer	≥ 50	20	15	13	10

Tabelle D.2 — Charakteristische Zugfestigkeit eines Befestigungselementes aus nichtrostendem Stahl unter Brandeinwirkung

Befestigungselemente Bolzen/Gewinde- durchmesser	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Charakteristische Zugfestigkeit $\sigma_{Rk,s,fi}$ [N/mm ²] eines ungeschützten Befestigungselementes, hergestellt aus nichtrostendem Stahl oder mindestens Stahlgüte A4 nach ISO 3506, im Fall von Brandeinwirkung			
		30 min (R15 bis R30)	60 min (R45 und R60)	90 min (R90)	120 min (≤ R120)
∅ 6	≥ 30	10	9	7	5
∅ 8	≥ 30	20	16	12	10
∅ 10	≥ 40	25	20	16	14
∅ 12 und größer	≥ 50	30	25	20	16

D.4.2.2 Kegelförmiger Betonausbruch

(1) Der charakteristische Widerstand gegen kegelförmigen Betonausbruch sollte nach 7.2.1.4 (Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente) oder 7.4.1.4 (Ankerschienen) mit den folgenden Änderungen bestimmt werden.

(2) Der charakteristische Widerstand eines einzelnen Befestigungselementes (Anker von Ankerschienen), das nicht durch benachbarte Befestigungselemente (Anker) oder Betonränder beeinflusst wird und in Beton der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 montiert ist, darf nach den Gleichungen (D.2) und (D.3) berechnet werden.

$$N_{Rk,c,fi(90)}^0 = \frac{h_{ef}}{200} \cdot N_{Rk,c}^0 \leq N_{Rk,c}^0 \quad \text{für eine Brandeinwirkung bis zu 90 min} \quad (D.2)$$

$$N_{Rk,c,fi(120)}^0 = 0,8 \frac{h_{ef}}{200} \cdot N_{Rk,c}^0 \leq N_{Rk,c}^0 \quad \text{für eine Brandeinwirkung zwischen 90 min und 120 min} \quad (D.3)$$

Dabei ist

h_{ef} die wirksame Verankerungstiefe;

$N_{Rk,c}^0$ der charakteristische Widerstand eines einzelnen Befestigungselementes in gerissenem Beton C20/25 bei Umgebungstemperatur nach 7.2.1.4.

(3) Der charakteristische Achsabstand $s_{cr,N}$ und Randabstand $c_{cr,N}$ sollten wie folgt gewählt werden

$$\begin{aligned} s_{cr,N} &= 2 c_{cr,N} = 4 h_{ef} \text{ (Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente);} \\ &= 2 c_{cr,N} \text{ nach Gleichung (7.62), aber nicht kleiner als } 4 h_{ef} \text{ (Ankerschienen).} \end{aligned}$$

D.4.2.3 Versagen durch Herausziehen

Der charakteristische Widerstand von Kopfbolzen und nachträglich montierten mechanischen Befestigungselementen, die in Beton der Klassen C20/25 bis C50/60 montiert sind, darf nach den Gleichungen (D.4) und (D.5) berechnet werden.

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

$$N_{Rk,p,fi(90)} = 0,25 \cdot N_{Rk,p} \quad \text{für eine Brandeinwirkung bis zu 90 min} \quad (D.4)$$

$$N_{Rk,p,fi(120)} = 0,20 \cdot N_{Rk,p} \quad \text{für eine Brandeinwirkung zwischen 90 min und 120 min} \quad (D.5)$$

Dabei ist

$N_{Rk,p}$ der charakteristische Widerstand gegen Herausziehen, in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation für gerissenen Beton C20/25 bei Umgebungstemperatur angegeben.

Für Verbunddübel und Verbundspreizdübel hängt die Verbundfestigkeit unter Brandeinwirkung von dem spezifischen Produkt ab. Gegenwärtig ist kein konservativer unterer Grenzwert verfügbar. Der charakteristische Widerstand gegen Versagen durch Herausziehen muss durch Brandprüfungen bestimmt werden.

D.4.2.4 Betonspalten

Die Beurteilung der Versagensart Betonspalten infolge Brandeinwirkung wird nicht gefordert, da davon ausgegangen wird, dass die Spaltkräfte über die Bewehrung aufgenommen werden.

D.4.2.5 Lokaler Betonausbruch

Die Beurteilung der Versagensart lokaler Betonausbruch ist aufgrund des erforderlichen Randabstandes nicht gefordert.

D.4.3 Querlast

D.4.3.1 Stahlbruch

(1) Für die charakteristische Scherfestigkeit $\tau_{Rk,s,fi}$ eines querbelasteten Befestigungselementes ohne Hebelarm und bei der Versagensart Stahlbruch unter Brandeinwirkung dürfen die in den Tabellen D.1 und D.2 für die charakteristische Zugfestigkeit angegebenen Werte verwendet werden ($\tau_{Rk,s,fi} = \sigma_{Rk,s,fi}$). Diese Werte gelten für ungeschützte Stahlteile des Befestigungselementes außerhalb des Betons und dürfen bei der Bemessung verwendet werden. Der charakteristische Widerstand $V_{Rk,s,fi}$ wird wie folgt berechnet:

$$V_{Rk,s,fi} = \sigma_{Rk,s,fi} \cdot A_s \quad (D.6)$$

ANMERKUNG Eine begrenzte Anzahl von Prüfungen hat gezeigt, dass das Verhältnis von Scherfestigkeit zu Zugfestigkeit unter Brandeinwirkung über den Bemessungswert bei Umgebungstemperatur ansteigt. Hier wird angenommen, dass dieses Verhältnis gleich 1,0 ist. Das stellt eine Abweichung zum Verhalten bei kaltem Zustand dar, wo das Verhältnis kleiner als 1 ist.

(2) Der charakteristische Widerstand gegen Querlast eines querbelasteten Befestigungselementes mit Hebelarm darf nach 7.2.2.3.2 berechnet werden. Die charakteristische Zugfestigkeit ist jedoch nach D.4.2.1 begrenzt und der charakteristische Widerstand gegen Biegung eines einzelnen Befestigungselementes unter Brandeinwirkung $M_{Rk,s,fi}^0$ sollte nach Gleichung (D.7) berechnet werden.

$$M_{Rk,s,fi}^0 = 1,2 \cdot W_{el} \cdot \sigma_{Rk,s,fi} \quad (D.7)$$

mit

$\sigma_{Rk,s,fi}$ nach D.4.2.1.

ANMERKUNG Dieser Ansatz beruht auf Annahmen.

D.4.3.2 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

(1) Der charakteristische Widerstand von Befestigungselementen, die in Beton der Klassen C20/25 bis C50/60 montiert sind, sollte unter Verwendung der Gleichungen (D.8) und (D.9) bestimmt werden.

$$V_{Rk,cp,fi(90)} = k_8 \cdot N_{Rk,c,fi(90)} \quad \text{für eine Brandeinwirkung bis zu 90 min} \quad (D.8)$$

$$V_{Rk,cp,fi(120)} = k_8 \cdot N_{Rk,c,fi(120)} \quad \text{für eine Brandeinwirkung zwischen 90 min und 120 min} \quad (D.9)$$

Dabei ist

k_8 der Faktor, der der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation (Umgebungstemperatur) zu entnehmen ist;

$N_{Rk,c,fi(90)}$, $N_{Rk,c,fi(120)}$ nach D.4.2.2 berechnet.

D.4.3.3 Betonkantenbruch

(1) Der charakteristische Widerstand einer Befestigung mit Kopfbolzen und nachträglich montierten Befestigungselementen sollte nach 7.2.2.5 und ein Anker einer Ankerschiene nach 7.4.2.5 mit den folgenden Modifikationen berechnet werden.

(2) Der charakteristische Widerstand eines einzelnen Befestigungselementes, das in Beton der Klassen C20/25 bis C50/60 montiert ist, sollte unter Verwendung der Gleichungen (D.10) und (D.11) berechnet werden.

$$V_{Rk,c,fi(90)}^0 = 0,25 \cdot V_{Rk,c}^0 \quad \text{für eine Brandeinwirkung bis zu 90 min} \quad (D.10)$$

$$V_{Rk,c,fi(120)}^0 = 0,20 \cdot V_{Rk,c}^0 \quad \text{für eine Brandeinwirkung zwischen 90 min und 120 min} \quad (D.11)$$

Dabei ist

$V_{Rk,c}^0$ der Ausgangswert des charakteristischen Widerstandes eines einzelnen Befestigungselementes in gerissenem Beton C20/25 bei üblicher Umgebungstemperatur nach 7.2.2.5 (für Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente) und nach 7.4.2.5 (für Ankerschienen).

D.4.4 Kombinierte Zug- und Querlast

Die Nachweise nach 7.2.3 für Kopfbolzen und nachträglich montierte Befestigungselemente und nach 7.4.3 für Ankerschienen dürfen verwendet werden. Jedoch sollten die Bemessungslasten und Bemessungswiderstände, die in diesen Nachweisen verwendet werden, der Brandeinwirkung entsprechen.

Anhang E (normativ)

Merkmale für die Bemessung von Befestigungselementen, die in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben sein müssen

Die charakteristischen Werte, die für die Bemessung von Befestigungselementen verwendet werden, müssen durch die entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikationen bereitgestellt sein. Die Merkmale in Tabelle E.1 müssen für Befestigungselemente unter statischer Beanspruchung angegeben werden. Für die Bemessung von Befestigungselementen unter Ermüdungsbeanspruchung sind zusätzlich die Merkmale der Tabelle E.2 und für Befestigungselemente unter Erdbebeneinwirkungen sind die Merkmale der Tabelle E.3 erforderlich.

Tabelle E.1 — Merkmale, für die Bemessung von Befestigungen unter statischer Beanspruchung, die einer Europäischen Technischen Produktspezifikation zu entnehmen sind

Merkmal	Siehe	Art des Befestigungselements			
		nachträglich montiert		einbetoniert	
		mechanisch	chemisch	Kopfbolzen	Ankerschiene
h_{ef}	1.3 (2)	x	x	x	x
Bereich der Betonfestigkeitsklasse	1.5	x	x	x	x
γ_{inst}	4.4.2.1	x	x		
E_s (optional)	6.2.1	x	x	x	x
$N_{Rk,s}$	7.2.1.3	x	x	x	
$k_{cr,N}; k_{ucr,N}$	7.2.1.4 (2); 7.4.1.5 (3)	x	x	x	x
$c_{cr,N}$	7.2.1.4 (3)	x	x	x	
$N_{Rk,p}$	7.2.1.5; 7.4.1.4	x		x	x
$\psi_{sus}^0; \tau_{Rk,cr}; \tau_{Rk,ucr}$	7.2.1.6 (2)		x		
$c_{min}; s_{min}; h_{min}$	7.2.1.7 (1); 7.4.1.6 (1)	x	x	x	x
$c_{cr,sp}$	7.2.1.7 (2); 7.4.1.6 (2)	x	x	x	x
$N_{Rk,sp}^0$	7.2.1.7 (2)	x	x	x	
A_h	7.2.1.8 (2)	(x)		x	
$V_{Rk,s}^0$	7.2.2.3.1 (1)	x	x	x	
k_7	7.2.2.3.1 (2)	x	x	x	

Merkmal	Siehe	Art des Befestigungselements			
		nachträglich montiert		einbetoniert	
		mechanisch	chemisch	Kopf- bolzen	Anker- schiene
$M_{Rk,s}^0$	7.2.2.3.2; 7.4.2.3.2	x	x	x	x
k_8	7.2.2.4 (2); 7.4.2.4	x	x	x	x
d_{nom}, l_f	7.2.2.5 (5)	x	x	x	
k_{11}	7.2.3.2 (2)	x	x	x	
$N_{Rk,s,a}; N_{Rk,s,c};$ $N_{Rk,s,l}^0; N_{Rk,s};$ $M_{Rk,s,flex}$	7.4.1.3 (1)				x
$s_{l,N}$	7.4.1.3 (2)				x
$s_{cr,N}$	7.4.1.5 (1b)				x
$V_{Rk,s}; V_{Rk,s,a};$ $V_{Rk,s,c}; V_{Rk,s,l}^0$	7.4.2.3.1 (1)				x
$s_{l,V}$	7.4.2.3.1 (2)				x
$k_{cr,V}, k_{ucr,V}$	7.4.2.5 (2)				x
$s_{cr,V}$	7.4.2.5 (3)				x
$h_{cr,V}$	7.4.2.5 (5)				x
$k_{13}; k_{14}$	7.4.3.1				x
Verschiebung des Befestigungs- elementes unter gegebener Zug- und Querlast	Abschnitt 11 (3)	x	x	x	x
$N_{Rk,s,fi}; V_{Rk,s,fi};$ $M_{Rk,s,fi}^0$	D.1 (3)	x	x	x	x
$N_{Rk,p,fi}$	D.1 (3)	x		x	x
$\tau_{Rk,fi}$	D.1 (3)		x		
$F_{Rk}^0; M_{Rk,s}^0; \gamma_M; \gamma_{Ms};$ $s_{cr}; c_{cr}; h_{min}$	G.2; G.3	x	x	x	
$\psi_c; s_{min}; c_{min}$	G.2	x	x	x	
$\gamma_c; \gamma_{Ms,l}^a$		x	x	x	x

^a Siehe Tabelle 4.1 für empfohlene Werte; Verweis auf eine Nationale Norm sollte hinzugefügt werden.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

Tabelle E.2 — Zusätzliche Merkmale, die für die Bemessung von Befestigungen unter Ermüdungsbeanspruchung verwendet werden und die einer Europäischen Technischen Produktspezifikation zu entnehmen sind

Merkmal	Siehe	Art des Befestigungselements			
		nachträglich montiert		einbetoniert	
		mechanisch	chemisch	Kopfbolzen	Ankerschiene
$\psi_{F,N}; \Delta N_{Rk,s}; \Delta N_{Rk,p}$	8.3.1	x	x	x	
$\psi_{F,V}; \Delta V_{Rk,s}$	8.3.2	x	x	x	
α_s, α_c	8.3.3	x	x	x	
maximale Anzahl von Lastspielen		x	x	x	

Tabelle E.3 — Zusätzliche Merkmale, die für die Bemessung von Befestigungen unter Erdbebenbeanspruchung verwendet werden und die einer Europäischen Technischen Produktspezifikation zu entnehmen sind

Merkmal	Siehe	Art des Befestigungselements			
		nachträglich montiert		einbetoniert	
		mechanisch	chemisch	Kopfbolzen	Ankerschiene
Leistungskategorie	C.2 (1)	x	x	x	
Bruchdehnung (A_5)	C.3 (3) c)	x	x	x	
α_{gap}	C.5 (2)	x	x	x	
$N_{Rk,s,eq}; V_{Rk,s,eq}$	9.4 (1); C.5 (2)	x	x	x	
$N_{Rk,p,eq}$	9.4 (1); C.5 (2)	x		x	
$\tau_{Rk,eq}$	9.4 (1); C.5 (2)		x		
k_{15}	C.5 (3)	x	x	x	
$\delta_{N,eq(ULS)}, \delta_{V,eq(ULS)}$	9.2 (6)	x	x	x	
$\delta_{N,eq(DLS)}, \delta_{V,eq(DLS)}$	9.2 (6); C.6 (3)	x	x	x	

Anhang F

(normativ)

Annahmen für Bemessungsregeln bezüglich der Ausführung von Befestigungen

F.1 Allgemeines

In dieser Europäischen Norm wurden die folgenden Annahmen hinsichtlich der Montage und Ausführung der entsprechenden Arten von Befestigungselementen und hinsichtlich der Auslegung der Schweißnähte an Kopfbolzen getroffen. Die Montageanweisungen sollten die nachfolgend aufgeführten Annahmen für die entsprechende Art des Befestigungselementes widerspiegeln.

F.2 Nachträglich montierte Befestigungselemente

- a) Der Beton wurde im Bereich der Befestigung ausreichend verdichtet. Dies sollte vor und während der Montage geprüft werden, z. B. durch Sichtprüfung.
- b) Die Anforderungen an die Bohrarbeiten und das Bohrloch sind erfüllt wenn:
 - 1) Löcher werden, wenn nicht anders durch die Montageanweisungen des Herstellers konkret gefordert, senkrecht zur Oberfläche des Betons gebohrt.
 - 2) Das Bohren wird unter Berücksichtigung der Montageanweisungen des Herstellers durchgeführt.
 - 3) Es werden Hammerbohrer verwendet, die mit ISO-Normen (z. B. ISO 5468) oder Nationalen Normen übereinstimmen.
 - 4) Der Durchmesser des Segmentes für das Diamantkernbohren stimmt mit dem vorgeschriebenen Durchmesser überein.
 - 5) Löcher sind entsprechend der Montageanweisungen des Herstellers, die typischerweise in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben sind, gereinigt.
 - 6) Nicht vollständig gebohrte oder ungenutzte Bohrlöcher sind mit nichtschwindendem Mörtel gefüllt, der eine Festigkeit besitzt, die mindestens gleich dem Verankerungsgrund und $\geq 40 \text{ N/mm}^2$ ist.

Viele Bohrer haben eine Markierung, die kennzeichnet, dass sie in Übereinstimmung mit ISO-Normen (z. B. ISO 5468) oder nationalen Normen sind. Wenn der Bohrer keine Konformitätsmarkierung trägt, sollte ein Nachweis für die Eignung geliefert werden.

- c) Überprüfung und Abnahme der korrekten Montage der Befestigungselemente wird von einer ausreichend qualifizierten Person ausgeführt.
- d) Die Bewehrung in der Nähe des Bohrloches sollte während des Bohrens nicht beschädigt werden. In vorgespannten Betonbauteilen muss der Abstand zwischen dem Bohrloch und der vorgespannten Bewehrung mindestens 50 mm betragen; für die Bestimmung der Position der vorgespannten Bewehrung im Bauwerk darf ein geeignetes Gerät, z. B. ein Bewehrungssuchgerät, verwendet werden.

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

F.3 Kopfbolzen

Befestigungselemente werden nach einem Qualitätssicherungssystem eingebaut, das mindestens die folgenden Punkte enthalten muss:

- Das Schweißverfahren für Bolzen ist in Übereinstimmung mit den Festlegungen durchgeführt worden, die in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben sind.
- Das Befestigungselement ist so befestigt, dass während des Einbaus der Bewehrung oder während Einbringen und Verdichten des Betons keine Bewegung des Befestigungselementes auftreten wird.
- Anforderungen an ausreichende Verdichtung besonders unter dem Kopf des Befestigungselementes und unter dem Anbauteil sowie Vorkehrungen für Belüftungsöffnungen im Anbauteil sind erfüllt. Anbauteile, die 400 mm × 400 mm oder größer sind, erfordern im Allgemeinen Belüftungsöffnungen.
- Überprüfung und Abnahme der korrekten Montage der Befestigungselemente wird von einer ausreichend qualifizierten Person ausgeführt.

Die Befestigungselemente dürfen unmittelbar nach dem Einbringen des Frischbetons eingerüttelt (nicht einfach eingedrückt) werden, vorausgesetzt die folgenden Anforderungen sind erfüllt:

- Die Größe des Anbauteils und die Anzahl der Befestigungselemente sind so, dass die Befestigung zeitgleich während des Verdichtens durch verfügbares Personal verlegt werden kann. Anbauteile, die 200 mm × 200 mm und kleiner sind und aus bis zu 4 Befestigungselementen bestehen, erfüllen im Allgemeinen die Anforderungen.
- Die Befestigungen werden nach Beendigung des Verdichtens nicht bewegt.
- Der Beton unter dem Kopf des Kopfbolzens sowie unter der Grundplatte ist ordnungsgemäß verdichtet.

F.4 Ankerschienen

- a) Die Ankerschiene ist auf eine Art befestigt, dass während des Einbaus der Bewehrung oder während dem Einbringen und Verdichten des Betons keine Bewegung der Ankerschiene auftreten wird.
- b) Der Beton ist besonders unter dem Kopf des Ankers und unter der Schiene ordnungsgemäß verdichtet.
- c) Verlegen der Ankerschiene nur durch Hineindrücken in den Frischbeton ist nicht zulässig.
- d) Ankerschienen können unmittelbar nach dem Einbringen in den Frischbeton nach einem Qualitätssicherungssystem, das mindestens die folgenden Punkte enthält, eingerüttelt werden:
 - 1) Wenn sie von einer Person verlegt wird, ist die Länge der Ankerschiene auf 1 m begrenzt, sodass sie während des Verdichtens zeitgleich eingebracht werden kann. Längere Schienen sollten von mindestens zwei Personen verlegt werden.
 - 2) Die Ankerschienen werden nach Beendigung des Verdichtens nicht bewegt.
 - 3) Der Beton ist im Bereich des Ankers und der Ankerschiene ordnungsgemäß verdichtet.
- e) Überprüfung und Abnahme der korrekten Montage der Ankerschienen wird von einer ausreichend qualifizierten Person ausgeführt.

Anhang G (normativ)

Bemessung von nachträglich montierten Befestigungselementen - vereinfachte Verfahren

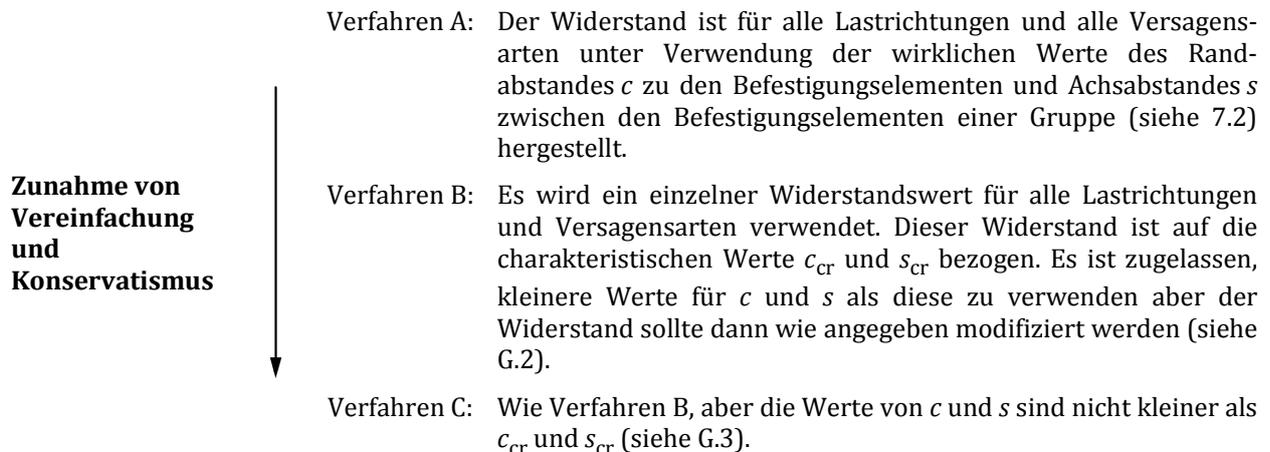
G.1 Allgemeines

G.1.1 Dieser Anhang gilt, wenn

- die auf die Befestigungsmittel wirkenden Kräfte unter Verwendung der Elastizitätstheorie berechnet wurden,
- die Anforderungen von 4.5 und Anhang F eingehalten wurden.

G.1.2 Für die Bemessung von nachträglich montierten Befestigungselementen im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind drei verschiedene Bemessungsverfahren vorhanden.

Die Verfahren unterscheiden sich im Grad der Vereinfachung und des Konservatismus:



Jedes Verfahren hat weitere Optionen unter Beachtung von

- a) der Verwendung von Befestigungselementen in gerissenem und ungerissenem Beton oder ausschließlich ungerissenem Beton; und
- b) der Betonfestigkeitsklasse für die der Widerstand gilt.

Das anzuwendende Bemessungsverfahren und die entsprechenden Daten sind in der relevanten Europäischen Technischen Produktspezifikation gegeben. Jedes Bemessungsverfahren erfordert seinen eigenen technischen Datensatz. Für die Bemessungsverfahren A, B und C sind die geforderten Daten in Tabelle E.1 und in den Unterabschnitten G.2 und G.3 gegeben.

DIN EN 1992-4:2019-04 EN 1992-4:2018 (D)

G.2 Verfahren B

Verfahren B verwendet einen einzelnen Wert für den charakteristischen Widerstand F_{Rk}^0 , der für alle Lastrichtungen und Versagensarten und für eine gegebene Betondruckfestigkeit unter den folgenden Bedingungen gilt:

- a) Der Bemessungswert des Widerstandes F_{Rd} ist gleich dem Grundbemessungswert des Widerstandes F_{Rd}^0 nach Gleichung (G.1), wenn der Achsabstand s_{cr} und der Randabstand c_{cr} eingehalten werden.

$$F_{Rd}^0 = F_{Rk}^0 / \gamma_M \quad (G.1)$$

- b) Sind die wirklichen Werte für den Achsabstand und den Randabstand kleiner als die Werte s_{cr} und c_{cr} , muss der Bemessungswiderstand nach Gleichung (G.2) berechnet werden.

$$F_{Rd} = \frac{1}{n} \cdot \frac{A_c}{A_c^0} \cdot \psi_s \cdot \psi_{re} \cdot \psi_c \cdot F_{Rd}^0 \quad (G.2)$$

Dabei ist

n die Anzahl der belasteten Befestigungselemente.

Die Auswirkung des Achsabstandes und des Randabstandes wird durch die Faktoren A_c/A_c^0 und ψ_s berücksichtigt. Die Faktoren A_c/A_c^0 und ψ_s sollten nach 7.2.1.4 berechnet werden, wobei jeweils $A_{c,N}$, $A_{c,N}^0$, $s_{cr,N}$ und $c_{cr,N}$ durch A_c , A_c^0 , s_{cr} und c_{cr} ersetzt werden. Die Auswirkung einer Bewehrung mit engen Achsabständen wird durch den Faktor ψ_{re} berücksichtigt. Der Faktor ψ_{re} wird nach 7.2.1.4 (5) berechnet. Der Faktor ψ_c berücksichtigt den Einfluss der Druckfestigkeit und den Widerstand des Betons. Der Faktor ψ_c ist in der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

- c) Im Fall von Gruppen von Befestigungselementen muss gezeigt werden, dass die Bemessungslast, die auf das am höchsten belastete Befestigungselement einwirkt, die Werte in Gleichung (G.2) nicht überschreitet.
- d) Im Fall von Querlast mit Hebelarm muss der charakteristische Widerstand des Befestigungselementes $V_{Rk,s,M}$ nach Gleichung (7.37) berechnet werden, wobei $N_{Rd,s}$ in Gleichung (7.38) durch den Bemessungswiderstand F_{Rd}^0 nach Gleichung (G.1) ersetzt wird.
- e) Der Wert $V_{Rk,s}/\gamma_{Ms}$ muss auf den Wert F_{Rd} nach Gleichung (G.2) begrenzt werden.
- f) Für Verbunddübel muss der Wert F_{Rk}^0 mit ψ_{sus} nach Gleichung (7.14) multipliziert werden.

Die Werte für F_{Rk}^0 , $M_{Rk,s}^0$, γ_M , γ_{Ms} , ψ_c , s_{cr} , c_{cr} , s_{min} , c_{min} und h_{min} sind in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

G.3 Verfahren C

Verfahren C verwendet einen einzelnen Wert für den charakteristischen Widerstand F_{Rk} , der für alle Lastrichtungen und Versagensarten gilt. Verfahren C gilt nur für Werte von c und s die jeweils nicht kleiner sind als c_{cr} und s_{cr} . Der Bemessungswiderstand F_{Rd} wird berechnet mit:

$$F_{Rd} = F_{Rk} / \gamma_M \quad (G.3)$$

Im Fall von Querlast mit Hebelarm muss der charakteristische Widerstand des Befestigungselementes $V_{Rk,s,M}$ nach Gleichung (7.37) berechnet werden, wobei $N_{Rd,s}$ in Gleichung (7.38) durch den Bemessungswiderstand F_{Rd} ersetzt wird. Der Wert $V_{Rk,s}/\gamma_{Ms}$ muss auf den Wert F_{Rd} begrenzt werden.

Für Verbunddübel muss der Wert F_{Rk} mit ψ_{sus} nach Gleichung (7.14) multipliziert werden.

Die Werte für F_{Rk} , $M_{Rk,s}^0$, γ_M , γ_{Ms} , s_{cr} , c_{cr} und h_{min} sind in der entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben.

DIN EN 1992-4:2019-04
EN 1992-4:2018 (D)

Literaturhinweise

- [1] EN 1992-2, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 2: Betonbrücken — Bemessungs- und Konstruktionsregeln*
- [2] EN 1992-3, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton*
- [3] EN 1993-1-8, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*
- [4] EN 1998-2, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 2: Brücken*
- [5] EN 1998-3, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden*
- [6] EN 1998-4, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen*
- [7] EN 1998-5, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte*
- [8] EN 1998-6, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine*
- [9] EN 10025 (alle Teile), *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen*
- [10] EN 10080, *Stahl für die Bewehrung von Beton — Schweißgeeigneter Betonstahl — Allgemeines*
- [11] EN 10088-2, *Nichtrostende Stähle — Teil 2: Technische Lieferbedingungen für Blech und Band aus korrosionsbeständigen Stählen für allgemeine Verwendung*
- [12] EN 10088-3, *Nichtrostende Stähle — Teil 3: Technische Lieferbedingungen für Halbzeug, Stäbe, Walzdraht, gezogenen Draht, Profile und Blankstahlerzeugnisse aus korrosionsbeständigen Stählen für allgemeine Verwendung*
- [13] EN 13501-2, *Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten — Teil 2: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen*
- [14] CEN/TR 15728, *Bemessung und Anwendung von Transportankern für Betonfertigteile*
- [15] CEN/TR 17079, *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Redundante nicht tragende Systeme*
- [16] CEN/TR 17080, *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Ankerschienen — Ergänzende Regelungen*
- [17] CEN/TR 17081, *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton — Traglastverfahren für Befestigungsmittel von Kopfbolzen und Dübel*
- [18] EN ISO 898-1, *Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl — Teil 1: Schrauben mit festgelegten Festigkeitsklassen — Regelgewinde und Feingewinde (ISO 898-1)*

- [19] EN ISO 898-2, *Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl — Teil 2: Muttern mit festgelegten Festigkeitsklassen — Regelgewinde und Feingewinde (ISO 898-2)*
- [20] EN ISO 3506 (alle Teile), *Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus nichtrostenden Stählen (ISO 3506, alle Teile)*
- [21] ISO 5468, *Rotary and rotary impact masonry drill bits with hardmetal tips —Dimensions*
- [22] ISO 5922, *Malleable cast iron*

DIN EN 1992-4/NA**DIN**

ICS 91.010.30; 91.080.40

**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken –
Teil 4: Bemessung von Befestigungen in Beton**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 2: Design of concrete structures –
Part 4: Design of fastenings for use in concrete

Annexe nationale –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 2: Calcul des structures en béton –
Partie 4: Conception et calcul des éléments de fixation pour béton

Gesamtumfang 10 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1992-4/NA:2019-04

Inhalt

	Seite
Vorwort	3
NA.1 Anwendungsbereich.....	4
NA.2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1992-4:2019-04	4
NA.2.1 Allgemeines	4
NA.2.2 Nationale Festlegungen	4
NCI Literaturhinweise.....	10

Vorwort

Dieses Dokument wurde im NA 005-07-01-01 AK „Befestigungsmittel (SpA zu CEN/TC 250/SC 2/WG 2)“ im DIN-Normenausschusses Bauwesen (NABau) erstellt.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Elemente dieses Dokuments Patentrechte berühren können. DIN ist nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1992-4:2019-04 „Eurocode 2: Bemessung von Tragwerken — Teil 4: Bemessung von Verankerungen in Beton.

Die Europäische Norm EN 1992-4 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: *Nationally determined parameters*, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser Nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1992-4:2019-04 (en: *non-contradictory complementary information*, NCI).

Nationale Abschnitte werden mit vorangestelltem „(NA. + lfd. Nr.)“ eingeführt.

Bei Bildern, Tabellen und Gleichungen, die national ergänzt werden, wird ein „NA.“ vorangestellt und die Nummer des vorangegangenen Elements um „1 ff.“ ergänzt (z. B. ist das zusätzliche Bild NA.6.22.1 zwischen Bild 6.22 und Bild 6.23 angeordnet).

Bei Bildern, Tabellen und Gleichungen, die national verändert werden, wird statt des „N“ ein „DE“ nachgestellt [z. B. Gleichung (7.6DE) statt Gleichung (7.6N)].

DIN EN 1992-4/NA:2019-04

NA.1 Anwendungsbereich

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen zur Bemessung von Befestigungen in Beton.

NA.2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1992-4:2019-04

NA.2.1 Allgemeines

DIN EN 1992-4:2019-04 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (en: Nationally determined parameters, NDP):

4.4.1 (2)

4.4.2.2 (2)

4.4.2.3

4.4.2.4

4.7 (2)

C.2 (2)

C.4.4 (1)

C.4.4 (3)

D.2 (2)

Darüber hinaus enthält NA 2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1992-4:2019-04. Diese sind durch ein vorangestelltes „NCI“ (en: *non-contradictory complementary information*) gekennzeichnet.

NA.2.2 Nationale Festlegungen

ANMERKUNG Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1992-4 bzw. ergänzt diese.

NCI zu 2 „Normative Verweisungen“

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

NA Normenreihe DIN EN 1998, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

NA DIN EN 1998-1/NA, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau*

NA DIN EN 1998-2/NA, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 2: Brücken*

DIN EN 1998-5/NA, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte*

NCI zu 3.1 „Begriffe“**NA 3.1.46****Hauptsystem**

Bauwerk oder Bauwerksteilstruktur

NA 3.1.47**Unterschwinger**

Untersystem, das auf eine dominante Eigenfrequenz des Hauptsystems abgestimmt ist und daher in diesem Frequenzbereich zu resonanzartigen Schwingungsantworten neigt

NA 3.1.48**Untersystem**

die zu befestigende Unterstruktur

NDP zu 4.4.1 (2)

Es gelten die Empfehlungen von DIN EN 1992-4:2019-04.

NDP zu 4.4.2.2 (2)

Es gelten die Empfehlungen von DIN EN 1992-4:2019-04.

NDP zu 4.4.2.3

Es gelten die Empfehlungen von DIN EN 1992-4:2019-04.

NDP zu 4.4.2.4

Es gelten die Empfehlungen von DIN EN 1992-4:2019-04.

NDP zu 4.7 (2)

Es gelten die Empfehlungen von DIN EN 1992-4:2019-04.

NDP zu C.2 (2)

Die Festlegung der Leistungsmerkmale von Befestigungen hinsichtlich Tragfähigkeit und Verformung für die Bemessungssituation mit Erdbeben beruhen auf bestimmten Annahmen zur Schädigung des Verankerungsgrundes durch Risse und zur Anzahl der Lastwechsel auf die Verankerung und den Verankerungsgrund. Den unterschiedlichen Prüfbedingungen im Rahmen der Qualifizierung der Befestigungsmittel, z. B. nach EOTA TR049 oder EAD 330232 bzw. EAD 330499, werden die seismischen Leistungskategorien C1 und C2 zugeordnet.

Anforderungen an die Befestigungen sind nur dann zu beachten, wenn eine Erdbebenauslegung einer baulichen Anlage nach der Normenreihe DIN EN 1998 mit den Nationalen Anhängen erforderlich ist.

Für Befestigungen, die für eine Bemessungssituation mit Erdbeben auszulegen sind, sind die erforderlichen Leistungsmerkmale in Abhängigkeit von einer zulässigen Rissbreite für die Bemessungssituation mit Erdbeben Tabelle C.1DE zu entnehmen.

DIN EN 1992-4/NA:2019-04

Tabelle C.1DE — Empfohlene seismische Leistungskategorien für Befestigungselemente

Erdbebenstärke ^a		Bedeutungskategorie der Bauwerke nach EN 1998-1:2004, 4.2.5				
1	Klasse	$a_g \cdot S^c$	I	II	III	IV
2	sehr gering ^b	$a_g \cdot S \leq 0,05 g$	Zuordnung zu den erforderlichen Leistungskategorien C1 und C2 nach Tabelle NA.C.1.1			
3	gering ^b	$0,05 g < a_g \cdot S \leq 0,1 g$				
4	> gering	$a_g \cdot S > 0,1 g$				
ANMERKUNG Die Fussnoten d und e der Tabelle C.1 entfallen infolge der nationalen Regelungen.						
^a Die Werte, die die Erdbebenstärke definieren, unterliegen einem Nationalen Anhang. Die empfohlenen Werte sind hier wiedergegeben. ^b Definition nach EN 1998-1:2004, 3.2.1. ^c a_g = Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A (siehe EN 1998-1:2004, 3.2.1), S = Bodenparameter (siehe EN 1998-1:2004, 3.2.2).						

Tabelle NA.C.1.1 — Erforderliche Leistungskategorien für Befestigungen

Rissbreite unter Bemessungssituation mit Erdbeben ^a		Leistungskategorie
1	$w_k \leq 0,3 \text{ mm}$	Technische Spezifikation für gerissenen Beton, keine seismische Leistungskategorie erforderlich
2	$w_k \leq 0,5 \text{ mm}$	C1
3	$w_k \leq 0,8 \text{ mm}$	C2
4	$w_k \geq 0,8 \text{ mm}$ (Plastische Bereiche)	Befestigungen in plastischen Bereichen sind durch DIN EN 1992-4 nicht abgedeckt
^a Die maßgebende Rissbreite ist die charakteristische Rissbreite als 95 % Quantil nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA, die in der Bemessungssituation mit Erdbeben zu erwarten ist.		

ANMERKUNG Die im Erdbebenfall angenommenen Schädigungen hängen nicht primär, wie in den Empfehlungen in DIN EN 1992-4:2019-04, Tabelle C.1 vereinfacht dargestellt, vom Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g , dem Bodenparameter S und der Bedeutungskategorie ab. Vielmehr spielt der Zustand des Verankerungsgrundes während des Erdbebens, insbesondere die zu erwartende Rissbreite w_k eines sich öffnenden und schließenden Risses, eine wesentliche Rolle für die Festlegung der Leistungskategorie.

NCI zu Tabelle C.1

Die in Tabelle C.1DE angegebenen Leistungsmerkmale stellen Mindestanforderungen ausschließlich in Abhängigkeit von der zu erwartenden Rissbreite dar.

Wenn im Planungsprozess über die Mindestanforderungen hinausgehende Sicherheitsreserven aus anderen Gründen für erforderlich gehalten werden (Verankerungsgrund, anzuschließende Bauteile, Gebäudesituation, usw.), können auch Befestigungen verwendet werden, die für eine höhere Leistungskategorie qualifiziert sind.

Die in der Bemessungssituation mit Erdbeben zu erwartende Rissbreite darf außerhalb von plastischen Bereichen und D-Bereichen (Diskontinuitätsbereichen) vereinfachend wie folgt abgeschätzt werden:

- Für Bauwerke und Bauteile, die unter der Annahme eines Verhaltensbeiwertes $q = 1,0$ bemessen sind, kann davon ausgegangen werden, dass die Rissbreiten in der Bemessungssituation mit Erdbeben kleiner als 0,3 mm bleiben.
- Für Bauwerke und Bauteile, die unter der Annahme eines Verhaltensbeiwertes $1,0 < q \leq 1,5$ bemessen sind, kann davon ausgegangen werden, dass die Rissbreiten in der Bemessungssituation mit Erdbeben kleiner als 0,5 mm bleiben.
- Für Bauwerke und Bauteile, die unter der Annahme eines Verhaltensbeiwertes $1,5 < q \leq 3$ bemessen sind, muss davon ausgegangen werden, dass die Rissbreiten in der Bemessungssituation mit Erdbeben größer als 0,5 mm werden können. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die Rissbreiten nicht größer als 0,8 mm werden.

Soll gegenüber der beschriebenen Abschätzung von kleineren charakteristischen Rissbreiten Gebrauch gemacht werden, so sind diese nachzuweisen. Befestigungen in Bereichen von Bauteilen oder Bauwerken, in denen charakteristische Rissbreiten größer als 0,8 mm auftreten können (z. B. plastische Bereiche), werden durch diese Norm nicht abgedeckt.

NCI zu C.4.4 (1)

Die Regelung nach C.4.4 (1) in Verbindung mit C.4.4 (2) stellt eine grobe Näherung zur Erfassung der Auswirkungen von Erdbebeneinwirkungen auf nichttragende Elemente dar, da z. B. das tatsächliche Schwingungsverhalten der Hauptstruktur und damit die auftretende Beschleunigung am Ort der Befestigung nur näherungsweise erfasst wird. Sofern für die Auslegung von sicherheitsrelevanten Befestigungen nichttragender Elemente höhere Anforderungen zu stellen sind, sollten genauere Verfahren angewendet werden. Diese sollten das Schwingungsverhalten von Bauwerk und zu befestigende Unterstruktur sowie deren Interaktion hinreichend genau berücksichtigen (maximale Bauwerksbeschleunigung, Eigenschwingzeiten, Dämpfung, Resonanzeffekte). Mögliche Verfahren sind z. B. Bauwerksantwortspektrenverfahren (Etagenantwortspektren) oder Ersatzverfahren.

Für hinreichend homogene Hauptssysteme (siehe NA 3.1.46), ohne signifikante Unterschwinger (siehe NA 3.1.47), darf zur Ermittlung von Antwortspektren (Bemessungsspektren) am Aufstellort oder Einbauort des Untersystems (siehe NA 3.1.48) das nachfolgend angegebene Ersatzverfahren verwendet werden. Dieses stellt eine gute Näherung dar, wenn die Antworten des Hauptsystems durch eine Eigenschwingung dominiert werden. Tragen mehrere Eigenschwingungen signifikant bei, liegt das Verfahren zunehmend auf der sicheren Seite.

Schritt 1: Die Beschleunigung a_G des Hauptsystems am Aufstellort oder Einbauort ist zu ermitteln.

Schritt 2: Der Dämpfungsgrad D_2 des Untersystems (in % der kritischen Dämpfung) ist nach Tabelle NA.C.2.1 zu wählen.

Schritt 3: Der Spektren-Überhöhungsfaktors V für ein Hauptsystem mit einem Dämpfungsgrad von 5 % der kritischen Dämpfung ist nach Gleichung (NA.C.1) zu bestimmen.

$$V = 10,3 \cdot \log_{10} (21,88/D_2) \text{ für } D_2 \leq 4 \% \quad (\text{NA.C.1})$$

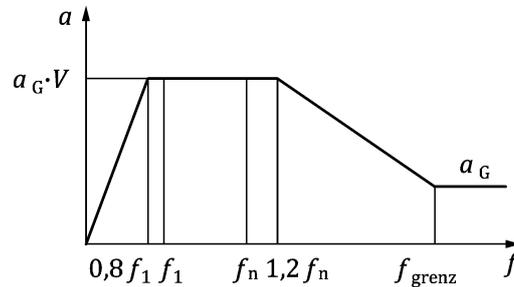
$$V = 8,01 \cdot \log_{10} (35,568/D_2) \text{ für } D_2 > 4 \%$$

Dabei ist

D_2 der Dämpfungsgrad des Untersystems in Prozent der kritischen Dämpfung.

DIN EN 1992-4/NA:2019-04

Schritt 4: Die Beschleunigung a des Untersystems ist in Abhängigkeit von dessen Eigenfrequenz f auf Basis des in Bild C.1DE angegebenen Antwortspektrums zu ermitteln.

**Legende**

- f Frequenz: die Abszisse sollte logarithmisch eingeteilt werden.
- f_1 tiefste maßgebende Eigenfrequenz des Hauptsystems beim unteren Grenzwert im Variationsbereich der Systemparameter, höchstens jedoch die rechte Eckfrequenz des höchsten Plateaus des zugehörigen Antwortspektrums
- f_n höchste maßgebende Eigenfrequenz des Hauptsystems beim oberen Grenzwert im Variationsbereich der Systemparameter, höchstens jedoch die rechte Eckfrequenz des höchsten Plateaus des zugehörigen Antwortspektrums
- f_{grenz} obere Grenzfrequenz des Antwortspektrums des Hauptsystems
- a Beschleunigung des Untersystems
- a_G Beschleunigung des Hauptsystems am Aufstellort des Untersystems
- V Spektren-Überhöhungsfaktor nach Gleichung (NA.C.1)

Bild C.1DE — Ermittlung der Form des Antwortspektrums**Tabelle NA.C.2.1 — Dämpfungsgrad für mechanische Systeme**

Komponenten	Dämpfungsgrad % der kritischen Dämpfung
Rohrleitungen	4
Stahl mit geschweißten Anschlüssen und geschweißte Anlagenteile (z. B. Behälter, Armaturen, Pumpen, Motoren, Ventilatoren)	4
Stahl mit geschraubten Anschlüssen mit SL- oder SLP-Verbindungen	7
Stahl mit geschraubten Anschlüssen mit SLV(P)- oder GV(P)-Verbindungen	4
Kabeltragkonstruktionen	10
Flüssigkeiten	0,5

Das Ersatzverfahren stellt eine gute Näherung dar, wenn die Antworten des Hauptsystems durch eine Eigenschwingung dominiert werden. Tragen mehrere Eigenschwingungen signifikant bei, liegt das Verfahren zunehmend auf der sicheren Seite.

NDP zu C.4.4 (3)

Es gelten die Empfehlungen von DIN EN 1992-4:2019-04.

NDP zu D.2 (2)

Es gelten die Empfehlungen von DIN EN 1992-4:2019-04.

DIN EN 1992-4/NA:2019-04

NCI Literaturhinweise

EAD 330232, *Mechanische Dübel zur Verwendung im Beton* ¹

EAD 330499, *Verbunddübel zur Verwendung in Beton* ¹

EOTA TR049, *Post-installed fasteners in concrete under seismic action* ¹

¹ Herausgeber: EOTA Europäische Organisation für Technische Bewertung, www.eota.eu

DIN EN 1993-1-5**DIN**

ICS 91.010.30; 91.080.13

Ersatz für
DIN EN 1993-1-5:2010-12

**Eurocode 3 –
Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –
Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile;
Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017**

Eurocode 3 –
Design of steel structures –
Part 1-5: Plated structural elements;
German version EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017

Eurocode 3 –
Calcul des structures en acier –
Partie 1-5: Plaques planes;
Version allemande EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017

Gesamtumfang 71 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1993-1-5:2017-07

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017) wurde von CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Großbritannien) gehalten wird.

Als deutsches Spiegelgremium ist der Arbeitsausschuss NA 005-08-16 AA „Tragwerksbemessung (SpA zu CEN/TC 250/SC 3, ISO/TC 167/SC 1)“ des DIN-Normenausschusses Bauwesen (NABau) zuständig.

Dieses Dokument enthält die Änderung 1, die vom CEN am 17. Januar 2017 angenommen wurde, sowie die Berichtigung 1.

Anfang und Ende der durch die Änderung und Berichtigung eingefügten oder geänderten Texte sind jeweils durch Änderungsmarken **A1** **A1** und **AC** **AC** angegeben.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1993-1-5:2010-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Änderungen in 6.5 (3), Wirksame Lastausbreitungslänge;
- b) Änderungen in Abschnitt 10, Methode der reduzierten Spannungen.

Frühere Ausgaben

DIN 1073: 1928-04, 1931-09, 1941-01, 1974-07
DIN 1073 Beiblatt: 1974-07
DIN 4100: 1931-05, 1933-07, 1934xxxx-08, 1956-12, 1968-12
DIN 1050: 1934-08, 1937xxxx-07, 1946-10, 1957x-12, 1968-06
DIN 4101: 1937xxx-07, 1974-07
DIN 1079: 1938-01, 1938-11, 1970-09
DIN 4114-1: 1952xx-07
DIN 4114-2: 1952-07, 1953x-02
DIN 18800-1: 1981-03, 1990-11, 2008-11
DIN 18800-1/A1: 1996-02
DIN 18800-2: 1990-11, 2008-11
DIN 18800-2/A1: 1996-02
DIN 18800-3: 1990-11, 2008-11
DIN 18800-3/A1: 1996-02
DIN V ENV 1993-1-5: 2001-02
DIN EN 1993-1-5: 2007-02, 2010-12
DIN EN 1993-1-5 Berichtigung 1: 2010-05

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1993-1-5

Oktober 2006

+AC

April 2009

+A1

April 2017

ICS 91.010.30; 91.080.13

Ersatz für ENV 1993-1-5:1997

Deutsche Fassung

**Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten —
Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile**

Eurocode 3: Design of steel structures —
Part 1-5: Plated structural elements

Eurocode 3: Calcul des structures en acier —
Partie 1-5: Plaques planes

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 13. Januar 2006 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 1. April 2009 in Kraft und wurde in EN 1993-1-5:2006 eingearbeitet.

Diese Änderung A1 modifiziert die Europäische Norm EN 1993-1-5:2006. Sie wurde vom CEN am 17. Januar 2017 angenommen und 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 CEN-CENELEC-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, der ehemaligen jugoslawischen Republik Mazedonien, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, Serbien, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, der Türkei, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



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

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

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Inhalt

	Seite
Vorwort	4
Nationaler Anhang zu EN 1993-1-5	4
Europäisches Vorwort der Änderung 1	5
1 Allgemeines	6
1.1 Anwendungsbereich	6
1.2 Normative Verweisungen	6
1.3 Begriffe	6
1.4 Formelzeichen	8
2 Grundlagen für die Tragwerksplanung und Verfahren	9
2.1 Allgemeines	9
2.2 Effektive Breiten bei der Tragwerksberechnung	9
2.3 Einfluss des Plattenbeulens auf die Tragfähigkeit gleichförmiger Bauteile	9
2.4 Methode der reduzierten Spannungen	10
2.5 Bauteile mit veränderlichem Querschnitt	10
2.6 Bauteile mit profilierten Stegblechen	10
3 Berücksichtigung der Schubverzerrungen bei der Bemessung von Bauteilen	11
3.1 Allgemeines	11
3.2 Mittragende Breiten zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen bei elastischem Werkstoffverhalten	11
3.2.1 Mittragende Breiten	11
3.2.2 Spannungsverteilung unter Berücksichtigung der Schubverzerrung	13
3.2.3 Lasteinleitung in Blechebene	14
3.3 Berücksichtigung der Schubverzerrungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit	15
4 Plattenbeulen bei Längsspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit	16
4.1 Allgemeines	16
4.2 Beanspruchbarkeit bei Längsspannungen	16
4.3 Effektive Querschnittsgrößen	17
4.4 Einzelblechfelder ohne Längssteifen	18
4.5 Längs ausgesteifte Blechfelder	22
4.5.1 Allgemeines	22
4.5.2 Plattenartiges Verhalten	24
4.5.3 Knickstabähnliches Verhalten	24
4.5.4 Interaktion zwischen plattenartigem und knickstabähnlichem Verhalten	26
4.6 Nachweis	26
5 Schubbeulen	27
5.1 Grundlagen	27
5.2 Bemessungswert der Beanspruchbarkeit	27
5.3 Beitrag des Steges	28
5.4 Beitrag der Flansche	31
5.5 Nachweis	31
6 Beanspruchbarkeit bei Querbelastung	32
6.1 Grundlagen	32
6.2 Bemessungswert der Beanspruchbarkeit	32
6.3 Länge der starren Lasteinleitung	33
6.4 Abminderungsfaktor χ_F für die wirksame Lastausbreitungslänge	33
6.5 Wirksame Lastausbreitungslänge	34
6.6 Nachweis	35
7 Interaktion	35

7.1	Interaktion zwischen Schub, Biegemoment und Normalkraft	35
7.2	Interaktion zwischen Querbelaugung an den Längsrändern, Biegemoment und Normalkraft.....	36
8	Flanschinduziertes Stegblechbeulen	37
9	Steifen und Detailausbildung.....	37
9.1	Allgemeines	37
9.2	Wirkung von Längsspannungen	38
9.2.1	Minimale Anforderungen an Quersteifen.....	38
9.2.2	Minimale Anforderungen an Längssteifen.....	40
9.2.3	Geschweißte Blechstöße.....	40
9.2.4	Steifenausschnitte.....	41
9.3	Wirkung von Schubspannungen	42
9.3.1	Starre Auflagersteifen.....	42
9.3.2	Verformbare Auflagersteifen.....	43
9.3.3	Zwischenliegende Quersteifen	43
9.3.4	Längssteifen.....	44
9.3.5	Schweißnähte	44
9.4	Wirkung von Querlasten.....	44
10	Methode der reduzierten Spannungen.....	44
	Anhang A (informativ) Berechnung kritischer Spannungen für ausgesteifte Blechfelder	48
A.1	Äquivalente orthotrope Platten.....	48
A.2	Kritische Beulspannung bei Blechfeldern mit einer oder zwei Steifen in der Druckzone.....	51
A.2.1	Allgemeine Vorgehensweise	51
A.2.2	Vereinfachtes Modell für einen Ersatzstab mit elastischer Bettung durch ein Blech	52
A.3	Schubbeulwerte für ausgesteifte Blechfelder.....	53
	Anhang B (informativ) Bauteile mit veränderlichem Querschnitt	55
B.1	Allgemeines	55
B.2	Interaktion von Plattenbeulen und Biegedrillknicken von Bauteilen	56
	Anhang C (informativ) Berechnungen mit der Finite-Element-Methode (FEM)	57
C.1	Allgemeines	57
C.2	Anwendung.....	57
C.3	Modellierung.....	58
C.4	Wahl des Programms und Dokumentation.....	58
C.5	Ansatz von Imperfektionen	58
C.6	Werkstoffeigenschaften	61
C.7	Belastungen	62
C.8	Kriterien für den Grenzzustand	62
C.9	Teilsicherheitsbeiwerte.....	63
	Anhang D (informativ) Bauteile mit profilierten Stegblechen	64
D.1	Allgemeines	64
D.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	64
D.2.1	Momententragfähigkeit	64
D.2.2	Schubtragfähigkeit.....	66
D.2.3	Anforderungen an Endsteifen.....	67
	Anhang E (normativ) Alternative Methoden zur Bestimmung wirksamer Querschnitte.....	68
E.1	Wirksame Querschnittsflächen für Spannungen unterhalb der Streckgrenze	68
E.2	Wirksame Querschnittsflächen für die Steifigkeit.....	68

DIN EN 1993-1-5:2017-07**EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)****Vorwort**

Dieses Dokument (EN 1993-1-5:2006) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Structural Eurocodes“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis April 2007, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1993-1-5:1997.

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

Nationaler Anhang zu EN 1993-1-5

Diese Norm enthält alternative Vorgehensweisen, Zahlenwerte sowie Empfehlungen. Durch besonderen Hinweis (Anmerkungen) sind die Stellen gekennzeichnet, bei denen eine nationale Auswahl getroffen werden darf. EN 1993-1-5 enthält bei der nationalen Einführung einen nationalen Anhang. Dieser Anhang legt die nationalen Parameter fest, die für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten verwendet werden müssen.

Eine nationale Wahl darf für folgende Abschnitte erfolgen:

- | | |
|------------|------------|
| — 2.2(5) | — 10(1) |
| — 3.3(1) | — 10(5) |
| — 4.3(6) | — C.2(1) |
| — 5.1(2) | — C.5(2) |
| — 6.4(2) | — C.8(1) |
| — 8(2) | — C.9(3) |
| — 9.1(1) | — D.2.2(2) |
| — 9.2.1(9) | |

Europäisches Vorwort der Änderung 1

Dieses Dokument (EN 1993-1-5:2006/A1:2017) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis April 2018, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis April 2018 zurückgezogen werden.

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

Dieses Dokument wurde unter einem Normungsauftrag erarbeitet, den die Europäische Kommission und die Europäische Freihandelszone dem CEN erteilt haben.

Entsprechend der CEN-CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, die ehemalige jugoslawische Republik Mazedonien, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, Schweiz, Serbien, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Türkei, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

zurückgezogen

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

(1) EN 1993-1-5 enthält Regelungen für den Entwurf und die Berechnung von aus ebenen Blechen zusammengesetzten und in ihrer Ebene belasteten Bauteilen mit oder ohne Steifen.

(2) Diese Regelungen gelten für Blechträger mit I-Querschnitt und Kastenträger, bei denen ungleichmäßige Spannungsverteilungen infolge Schubverzerrungen sowie Beulen unter Längsspannungen, Schubspannungen und Querlasten auftreten. Sie gelten auch für ebene Bleche aller anderen Bauteile, z. B. von Tankbauwerken und Silos, soweit Lasten und Beanspruchungen in der Ebene der Bauteile wirken. Die Wirkungen von Lasten quer zur Bauteilebene werden in EN 1993-1-5 nicht behandelt.

ANMERKUNG 1 Die Regelungen in EN 1993-1-5 ergänzen die Regelungen für Querschnitte der Querschnittsklassen 1, 2, 3 und 4, siehe EN 1993-1-1.

ANMERKUNG 2 Regelungen zu schlanken Platten mit wechselnden Längsspannungen und/oder Schubspannungen, die zu Ermüdung durch wechselnde Biegung aus der Plattenebene (Blechatmen) führen können, sind in EN 1993-2 und EN 1993-6 angegeben.

ANMERKUNG 3 Regelungen zur Wirkung von Lasten quer zur Plattenebene und zur Kombination von Lastwirkungen in der Ebene und aus der Ebene sind EN 1993-2 und EN 1993-1-7 zu entnehmen.

ANMERKUNG 4 Einzelne Blechfelder dürfen als eben angesehen werden, wenn für den Krümmungsradius r gilt:

$$r \geq \frac{a^2}{t} \quad (1.1)$$

Dabei ist

a die Blechfeldbreite;

t die Blechdicke.

1.2 Normative Verweisungen

Die folgenden zitierten Dokumente sind für die Anwendung dieses Dokuments erforderlich. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

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

1.3 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die folgenden Begriffe.

1.3.1

kritische elastische Spannung

Spannung in einem Bauteil oder Beulfeld, bei dem das Gleichgewicht im Bauteil oder im Beulfeld nach den Ergebnissen der elastischen Theorie für perfekte Strukturen und kleine Verformungen instabil wird

1.3.2**Membranspannungen**

Spannungen in der Mittelebene der Platte oder des Blechs

1.3.3**Bruttoquerschnitt**

die gesamte Querschnittsfläche eines Bauteils ohne Berücksichtigung nicht durchlaufender Längssteifen, Bindebleche oder Bleche für die Stoßdeckung

1.3.4**effektiver Querschnitt und effektive Breite**

Bruttoquerschnitt oder Bruttoquerschnittsbreite, reduziert infolge gemeinsamer Wirkung von Plattenbeulen und Schubverzerrung; der Begriff „effektiv“ wird wie folgt unterschieden:

„wirksam (effektiv^P)“ bezeichnet die Wirkung von Plattenbeulen;

„mittragend (effektiv^S)“ bezeichnet die Wirkung der ungleichförmigen Spannungsverteilung aus Schubverzerrung;

„effektiv“ bezeichnet die Verbindung von wirksamem Querschnitt und mittragendem Querschnitt

1.3.5**Blechträger**

Bauteil, das aus ebenen Blechen (ebenen Flachstählen oder Blechen) zusammengesetzt ist; die ebenen Bleche können ausgesteift oder nicht ausgesteift sein

1.3.6**Steifen**

Flachstäbe oder Profilstäbe, die an ein Blech angeschlossen werden, um Beulen zu verhindern oder um Lasteinleitungen auszusteifen; Steifen werden bezeichnet als:

- Längssteifen, wenn sie parallel zur Bauteilachse laufen;
- Quersteifen, wenn sie quer zur Bauteilachse laufen.

1.3.7**ausgesteiftes Beulfeld (Gesamtfeld, Blech)**

Beulfeld (Gesamtfeld, Blech) mit Quer- und/oder Längssteifen

1.3.8**Einzelfeld**

von Quer- und /oder Längssteifen oder Flansche umrandetes, nicht weiter ausgesteiftes Blech

1.3.9**Hybridträger**

Blechträger mit unterschiedlichen Stahlsorten für Gurte und Stege; für die hier angegebenen Regelungen wird eine höhere Stahlsorte der Gurte im Vergleich zu den Stegen angenommen

1.3.10**Vorzeichenregelung**

solange nicht anders angegeben, sind Druckkräfte bzw. Druckspannungen positiv definiert

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

1.4 Formelzeichen

(1) In Ergänzung zu den Formelzeichen in EN 1990 und EN 1993-1-1 werden folgende Formelzeichen benutzt:

$A_{s\ell}$	die gesamte Fläche aller Längssteifen in einer ausgesteiften Platte;
A_{st}	die Bruttoquerschnittsfläche einer Quersteife;
A_{eff}	effektive Querschnittsfläche;
$A_{c,eff}$	wirksame Querschnittsfläche;
$A_{c,eff,loc}$	wirksame Querschnittsfläche infolge lokalen Plattenbeulens;
a	Länge des ausgesteiften oder nicht ausgesteiften Beulfeldes;
b	Breite des ausgesteiften oder nicht ausgesteiften Beulfeldes;
b_w	lichter Abstand zwischen Schweißnähten \square bei geschweißten Abschnitten oder zwischen den Enden der Radien gewalzter Abschnitte \square ;
b_{eff}	mittragende Breite zur Berücksichtigung der elastischen Schubverzerrung;
F_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querlast;
h_w	lichte Steghöhe zwischen den Flanschen;
L_{eff}	wirksame Lastausbreitungslänge von Querlasten unter Berücksichtigung des Beulens, siehe Abschnitt 6;
$M_{f,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit, wenn nur die Flanschen rechnerisch angesetzt werden;
$M_{pl,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit (unabhängig von der Querschnittsklassifizierung);
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Biegemomentes;
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft;
t	Blechdicke;
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft aus Querkraft und Torsion;
W_{eff}	effektives elastisches Widerstandsmoment;
β	Abminderungsfaktor für die mittragende Breite zur Berücksichtigung der elastischen Schubverzerrung.

(2) Weitere Formelzeichen sind im Text definiert.

2 Grundlagen für die Tragwerksplanung und Verfahren

2.1 Allgemeines

(1)P Mittragenden Breiten und die Auswirkungen von Plattenbeulen müssen berücksichtigt werden, wenn dadurch der Grenzzustand der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit oder Ermüdung wesentlich beeinflusst wird.

ANMERKUNG Die in dieser Norm zu verwendenden Teilsicherheitsbeiwerte γ_{M0} und γ_{M1} sind für die verschiedenen Anwendungsbereiche in den nationalen Anhängen von EN 1993-1 bis EN 1993-6 angegeben.

2.2 Effektive Breiten bei der Tragwerksberechnung

(1)P Die Auswirkung der ungleichförmigen Spannungsverteilung aus Schubverzerrung und des Plattenbeulens auf die Steifigkeit der Bauteile und Verbindungen muss berücksichtigt werden, wenn sie die Tragwerksberechnung wesentlich beeinflusst.

(2) Die Auswirkung der ungleichförmigen Spannungsverteilung aus Schubverzerrung darf bei elastischer Tragwerksberechnung durch eine mittragende Breite berücksichtigt werden, die als über die gesamte Spannweite konstant angenommen werden darf.

(3) Bei Durchlaufträgern ist in der Regel in jedem Feld als mittragende Breite auf jeder Stegseite das Minimum aus der vollen geometrischen mittragenden Breite und $L/8$ anzusetzen, wobei L die Spannweite oder bei Kragarmen die doppelte Kragarmlänge ist.

(4) Die Auswirkung des Plattenbeulens darf bei der elastischen Tragwerksberechnung durch die wirksame Fläche der unter Druckbeanspruchung stehenden Querschnittsteile berücksichtigt werden, siehe 4.3.

(5) Die Auswirkung des Plattenbeulens darf bei der statischen Tragwerksberechnung vernachlässigt werden, wenn die wirksame Fläche eines unter Druckbeanspruchung stehenden Querschnittsteiles größer als die zugehörige ρ_{lim} -fache Bruttoquerschnittsfläche ist.

ANMERKUNG 1 Der Grenzwert ρ_{lim} kann im nationalen Anhang angegeben sein. Der Wert $\rho_{lim} = 0,5$ wird empfohlen.

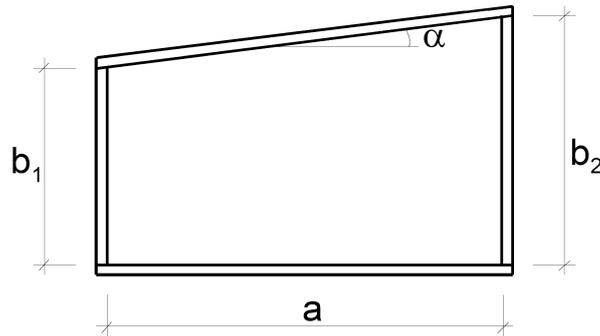
ANMERKUNG 2 Hinweise zur Bestimmung der Steifigkeit für den Fall, dass (5) nicht eingehalten ist, sind in Anhang E angegeben.

2.3 Einfluss des Plattenbeulens auf die Tragfähigkeit gleichförmiger Bauteile

(1) Die Verfahren mit wirksamen Breiten bei Längsspannungen, die Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit bei Schubbeulen und bei Beulen infolge Querlasten auf den Längsrändern sowie die Interaktionsformeln zur Bestimmung der Beanspruchbarkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit beim Zusammenwirken dieser Effekte gelten für die folgenden Bedingungen:

- die Plattenfelder sind rechteckig und die Flansche verlaufen parallel;
- der Durchmesser nicht ausgesteifter Löcher oder Ausschnitte ist kleiner als $0,05 b$, wobei b die Beulfeldbreite ist.

ANMERKUNG Die Regeln dürfen auch für nicht rechteckige Beulfelder angewendet werden, wenn für den Winkel α_{limit} (siehe Bild 2.1) gilt: $\alpha_{limit} \leq 10^\circ$. Ist $\alpha_{limit} > 10^\circ$, so darf das Beulfeld unter Ansatz eines rechteckigen Ersatzbeulfeldes mit der größeren der beiden Abmessungen b_1 und b_2 des vorhandenen Beulfeldes nachgewiesen werden.

DIN EN 1993-1-5:2017-07**EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)****Bild 2.1 — Definition des Winkels α**

(2) Für die Berechnung von Spannungen für Gebrauchstauglichkeitsnachweise oder von Spannungsschwingbreiten für Ermüdungsnachweise darf die mittragende Querschnittsfläche verwendet werden, wenn die Bedingungen in **AC** 2.2(5) **AC** erfüllt sind. Für die Berechnung von Spannungen für Tragfähigkeitsnachweise ist in der Regel die effektive Querschnittsfläche nach 3.3 zu verwenden, wobei β durch β_{ult} ersetzt wird.

2.4 Methode der reduzierten Spannungen

(1) Als Alternative zu dem Verfahren mit wirksamen Breiten nach den Abschnitten 4 bis 7 dürfen die Querschnitte auch der Querschnittsklasse 3 zugeordnet werden, wenn die Längsspannungen für jedes Blechfeld bestimmte Grenzwerte nicht überschreiten. Diese Grenzwerte sind in Abschnitt 10 angegeben.

ANMERKUNG Für Einzelbleche entspricht die Methode der reduzierten Spannungen der Methode mit wirksamen Breiten (siehe 2.3). Es ist zu beachten, dass bei der Methode der reduzierten Spannungen Lastumlagerungen zwischen den Einzelblechen eines Bauteils nicht berücksichtigt werden.

2.5 Bauteile mit veränderlichem Querschnitt

(1) Bei Bauteilen mit veränderlichen Querschnitten (z. B. Bauteile mit nicht parallelen Gurten oder Blechfelder ohne Rechteckberandung) oder Bauteilen mit regelmäßigen oder unregelmäßigen großen Ausschnitten dürfen Verfahren auf der Grundlage von Finite-Elemente-Berechnungen angewendet werden.

ANMERKUNG 1 Hinweise zu nicht gleichförmigen Bauteilen können Anhang B entnommen werden.

ANMERKUNG 2 Anhang C gibt Hinweise zu FE-Berechnungen.

2.6 Bauteile mit profilierten Stegblechen

(1) Bei der Berechnung von Bauteilen mit profilierten Stegblechen ist in der Regel anzunehmen, dass die Biegesteifigkeit allein aus den Flanschen herrührt und die profilierten Stege nur Schubkräfte und Querlasten aus den Längsrändern übernehmen.

ANMERKUNG Anhang D gibt Hinweise zum Beulen der Druckflansche und zur Schubtragfähigkeit der Stegbleche.

3 Berücksichtigung der Schubverzerrungen bei der Bemessung von Bauteilen

3.1 Allgemeines

(1) In Gurten darf der Einfluss der Schubverzerrungen vernachlässigt werden, wenn die Bedingung $b_0 < L_e/50$ erfüllt ist. Für einseitig gestützte Flanschteile entspricht die Flanschbreite b_0 der vorhandenen Flanschbreite, bei zweiseitig gestützten Flanschteilen ist b_0 gleich der Hälfte der vorhandenen Flanschbreite. Die Länge L_e ergibt sich aus dem Abstand der Momentennullpunkte, siehe 3.2.1(2).

(2) Wird die in (1) angegebene Bedingung nicht erfüllt, sind in der Regel bei den Nachweisen sowohl im Gebrauchstauglichkeitszustand als auch bei den Nachweisen für die Werkstoffermüdung die Einflüsse der Schubverzerrungen auf das Tragverhalten der Gurte zu berücksichtigen. Hierzu wird die mittragende Breite nach 3.2.1 bestimmt und die Spannungsverteilung nach 3.2.2 angenommen. Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen effektive Breiten nach 3.3 eingesetzt werden.

(3) Elastische Spannungen sind in der Regel nach 3.2.3 zu ermitteln, wenn diese aus einer in Blechebene wirkenden lokalen Lasteinleitung resultieren, wobei die Lasteinleitung über den Gurt in den Steg erfolgt.

3.2 Mittragende Breiten zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen bei elastischem Werkstoffverhalten

3.2.1 Mittragende Breiten

(1) Zur Berücksichtigung elastischer Schubverzerrungen ist die mittragende Breite b_{eff} in der Regel wie folgt zu ermitteln:

$$b_{\text{eff}} = \beta b_0 \quad (3.1)$$

Der Faktor β ist Tabelle 3.1 zu entnehmen.

Diese mittragende Breite darf bei den Nachweisen sowohl im Gebrauchstauglichkeitszustand als auch bei den Nachweisen für die Werkstoffermüdung verwendet werden.

(2) Unterscheiden sich angrenzende Feldweiten um nicht mehr als 50 % bzw. sind die Kragarme nicht länger als 50 % der angrenzenden Feldweite, so darf die mittragende Länge L_e nach Bild 3.1 bestimmt werden. In anderen Fällen ist in der Regel L_e als der Abstand zwischen zwei Momentennullpunkten abzuschätzen.

DIN EN 1993-1-5:2017-07

EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

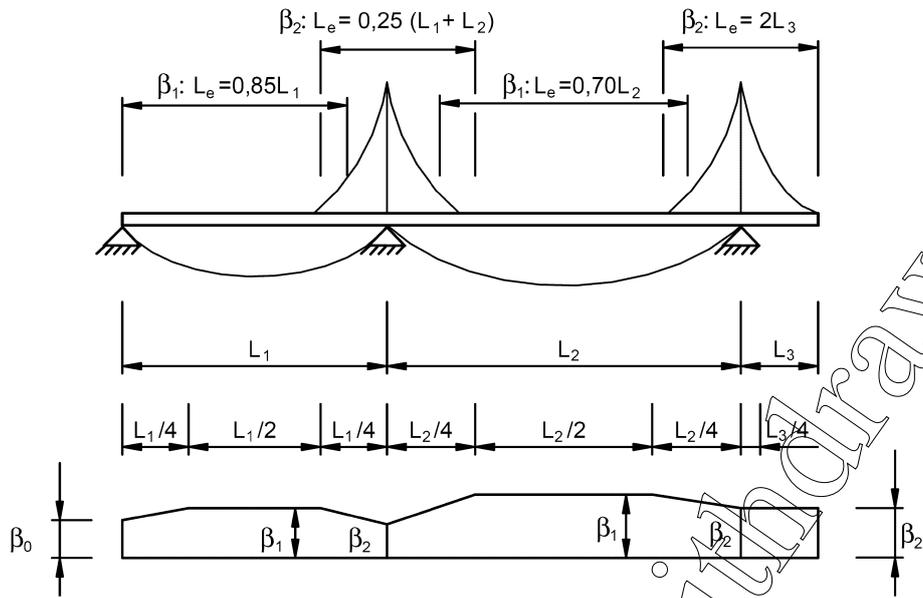
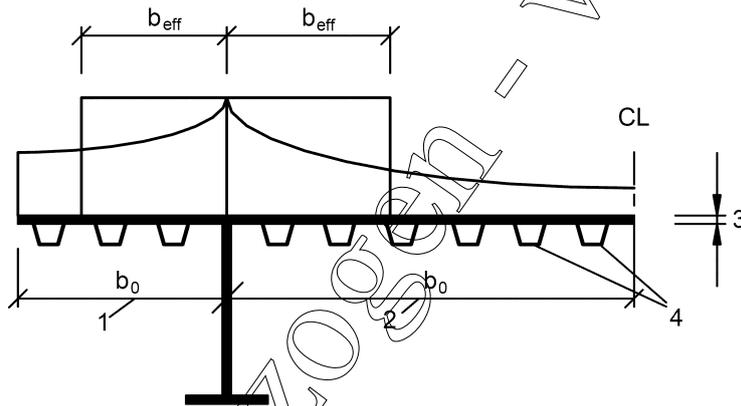


Bild 3.1 — Effektive Länge L_e für Durchlaufträger und Verteilung der mittragenden Breite



Legende

- 1 einseitig gestütztes Flanschteil
- 2 zweiseitig gestütztes Flanschteil
- 3 Blechdicke t
- 4 Längssteifen mit $A_{sl} = \sum A_{sl,i}$

Bild 3.2 — Bezeichnungen für die mittragende Breite

Tabelle 3.1 — Abminderungsfaktor β für die mitttragende Breite

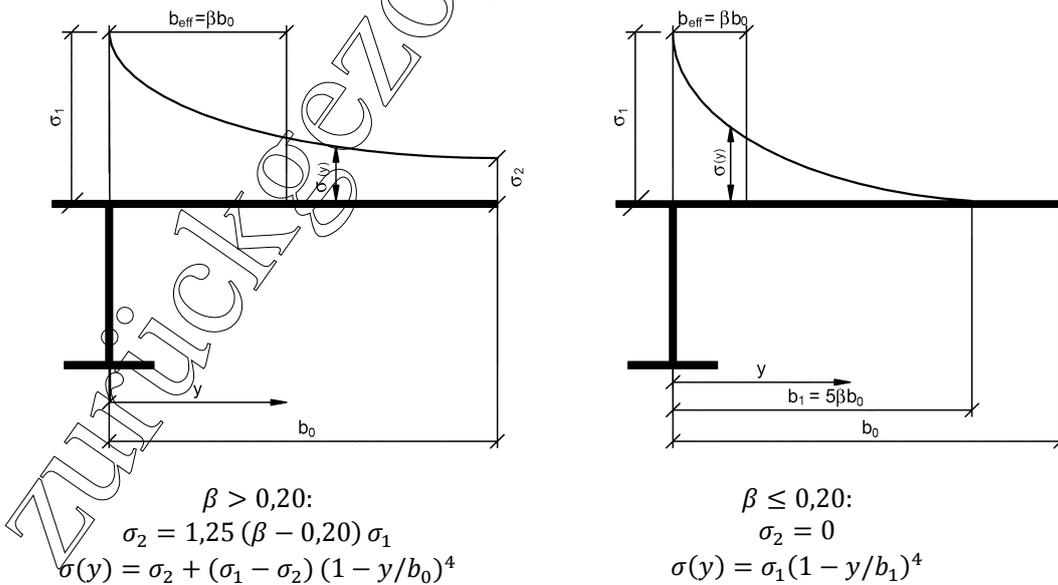
κ	Nachweisort	β -Wert
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	Feldmoment	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \kappa^2}$
	Stützmoment	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{\kappa}{2 \cdot 500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$> 0,70$	Feldmoment	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	Stützmoment	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
alle κ	Endauflager	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/\kappa) \beta_1$, jedoch $\beta_0 < \beta_1$
alle κ	Kragarm	$\beta = \beta_2$ am Auflager und am Kragarmende

$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_e$ mit $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{s\ell}}{b_0 t}}$

Dabei ist $A_{s\ell}$ die Querschnittsfläche aller Längssteifen innerhalb der Breite b_0 . Weitere Formelzeichen sind in Bild 3.1 und Bild 3.2 angegeben.

3.2.2 Spannungsverteilung unter Berücksichtigung der Schubverzerrung

(1) Zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen sind in der Regel die in Bild 3.3 dargestellten Verteilungen der Längsspannungen über die Platte anzusetzen.



σ_1 wird mit der mitttragenden Breite b_{eff} des Obergurtes ermittelt.

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Bild 3.3 — Verteilung der Längsspannungen über das Obergurtblech unter Berücksichtigung der Schubverzerrungen

3.2.3 Lasteinleitung in Blechebene

(1) Die elastische Spannungsverteilung in einer nicht ausgesteiften oder ausgesteiften Platte infolge einer lokalen Lasteinleitung in der Blechebene ist in der Regel wie folgt zu ermitteln, siehe Bild 3.4:

AC

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_{eff}(t_w + a_{st,1})} \quad \text{AC (3.2)}$$

mit

$$b_{eff} = s_e \sqrt{1 + \left(\frac{z}{s_e n}\right)^2}$$

$$n = 0,636 \sqrt{1 + \frac{0,878 a_{st,1}}{t_w}}$$

$$s_e = s_s + 2 t_f$$

Dabei ist

$a_{st,1}$ die Bruttoquerschnittsfläche AC der direkt belasteten Steifen dividiert durch AC die Längeneinheit der Breite s_e AC d. h., auf der sicheren Seite, die gesamte Fläche der Steifen je Schwerpunktabstand s_{st} AC;

AC

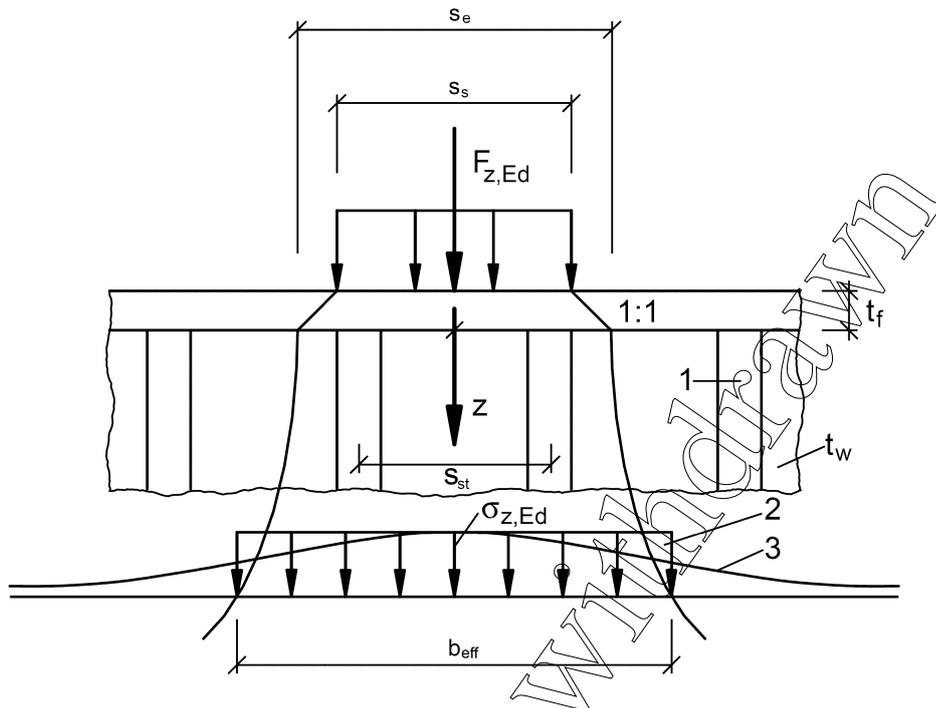
s_e ist die Länge der starren Lasteinleitung;

s_{st} ist der Abstand der Steifen AC;

t_w die Stegblechdicke;

z der Abstand zum Flansch.

ANMERKUNG Gleichung (3.2) gilt für $s_{st}/s_e \leq 0,5$; anderenfalls ist in der Regel die Wirkung der Steifen zu vernachlässigen.

**Legende**

- 1 Steife
- 2 vereinfachte Spannungsverteilung
- 3 tatsächliche Spannungsverteilung

Bild 3.4 — Lasteinleitung in Blechebene

ANMERKUNG Die oben gezeigte Spannungsverteilung darf auch bei Nachweisen für die Werkstoffermüdung verwendet werden.

3.3 Berücksichtigung der Schubverzerrungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen die Schubverzerrungen wie folgt berücksichtigt werden:

- a) wie elastische Schubverzerrungen entsprechend den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und den Nachweisen für die Werkstoffermüdung;
- b) für die gleichzeitige Wirkung von Schubverzerrungen und Plattenbeulen;
- c) für die elastisch-plastische Wirkung von Schubverzerrungen unter Berücksichtigung der Begrenzung plastischer Dehnungen.

ANMERKUNG 1 Die zu verwendende Vorgehensweise darf im nationalen Anhang festgelegt werden. Solange nicht in EN 1993-2 bis EN 1993-6 anders festgelegt, wird die Anwendung der in ANMERKUNG 3 angegebenen Vorgehensweise empfohlen.

ANMERKUNG 2 Die gleichzeitige Wirkung von Plattenbeulen und Schubverzerrungen darf mittels der effektiven Querschnittsfläche A_{eff} wie folgt berücksichtigt werden:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta_{ult} \quad (3.3)$$

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Dabei ist

$A_{c,eff}$ die wirksame Querschnittsfläche eines Druckgurtes unter Berücksichtigung von Plattenbeulen nach 4.4 und 4.5;

β_{ult} der Abminderungsfaktor für die mittragende Breite zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit. β_{ult} darf mit β nach Tabelle 3.1 angesetzt werden, jedoch unter Verwendung von

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}} \quad (3.4)$$

t_f die Gurtblechdicke.

ANMERKUNG 3 Die elastisch-plastische Wirkung von Schubverzerrungen unter Berücksichtigung der Begrenzung plastischer Dehnungen darf mittels der effektiven Querschnittsfläche A_{eff} wie folgt berücksichtigt werden:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta^\kappa \geq A_{c,eff} \beta \quad (3.5)$$

mit β und κ nach Tabelle 3.1.

Die Gleichungen in ANMERKUNG 2 und ANMERKUNG 3 dürfen auch für Gurte unter Zugbeanspruchung angesetzt werden; hierbei ist $A_{c,eff}$ in der Regel durch die Bruttoquerschnittsfläche des Zuggurtes zu ersetzen.

4 Plattenbeulen bei Längsspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

4.1 Allgemeines

(1) Dieser Abschnitt gilt für Beulnachweise von Beulfeldern mit Längsdruckspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wenn die folgenden Bedingungen zutreffen:

- die Beulfelder sind rechteckig und die Flansche näherungsweise parallel (siehe 2.3);
- soweit Steifen vorhanden sind, verlaufen diese in Längs- und/oder Querrichtung;
- Löcher oder Ausschnitte sind klein (siehe 2.3);
- die Bauteile sind gleichförmig;
- flanschinduziertes Stegblechbeulen ist ausgeschlossen.

ANMERKUNG 1 Anforderungen zur Vermeidung des Einbeulens von Druckflanschen in den Steg sind in Abschnitt 8 angegeben.

ANMERKUNG 2 Anforderungen an Steifen sowie Hinweise zur Detailausbildung sind in Abschnitt 9 angegeben.

4.2 Beanspruchbarkeit bei Längsspannungen

(1) Die Beanspruchbarkeit von Blechträgern mit Längsspannungen darf nach dem Verfahren der wirksamen Fläche für druckbeanspruchte Blechelemente mit den Querschnittswerten für Querschnittsklasse 4 (A_{eff} , I_{eff} , W_{eff}) ermittelt werden. Damit können die Querschnittsnachweise oder die Bauteilnachweise für Knicken oder Biegedrillknicken nach EN 1993-1-1 geführt werden.

(2) Die wirksamen Flächen dürfen auf der Grundlage der linearen Spannungsverteilung infolge der Anwendung der elementaren Biegetheorie ermittelt werden. Soweit nicht iterativ vorgegangen wird, sind die Spannungen in der Regel auf die Streckgrenze in der Mittelebene des Druckflansches zu begrenzen.

4.3 Effektive Querschnittsgrößen

(1) Bei der Berechnung der Längsspannungen sind in der Regel die Einflüsse der Schubverzerrung und des Plattenbeulens durch effektive Breiten zu berücksichtigen, siehe 3.3.

(2) Die effektiven Querschnittswerte von Bauteilen sind in der Regel aus den effektiven Flächen der druckbeanspruchten Blechelemente und den mittragenden Flächen der zugbeanspruchten Blechelemente unter Berücksichtigung ihrer Lage im Querschnitt zu ermitteln.

(3) Die wirksame Querschnittsfläche A_{eff} wird in der Regel unter der Annahme reiner Druckspannungen infolge der Druckkraft N_{Ed} berechnet. Bei unsymmetrischen Querschnitten erzeugt die Verschiebung der Schwerelinie e_N der wirksamen Querschnittsfläche A_{eff} gegenüber der Schwerelinie des Bruttoquerschnitts ein zusätzliches Moment, siehe Bild 4.1, das in der Regel beim Querschnittsnachweis nach 4.6 zu berücksichtigen ist.

(4) Das wirksame Widerstandsmoment W_{eff} ist in der Regel unter der Annahme reiner Biegelängsspannungen infolge M_{Ed} zu bestimmen, siehe Bild 4.2. Bei zweiachsialer Biegung sind in der Regel die wirksamen Widerstandsmomente für beide Hauptachsen zu bestimmen.

ANMERKUNG Alternativ zu 4.3(3) und (4) dürfen die wirksamen Querschnittswerte mit der resultierenden Verteilung der Längsspannungen aus gleichzeitiger Wirkung von N_{Ed} und M_{Ed} bestimmt werden. Die Auswirkungen einer Verschiebung der Schwerelinie e_N ist in der Regel entsprechend 4.3(3) zu berücksichtigen, wobei ein iteratives Vorgehen erforderlich ist.

(5) Die Spannungen in den Flanschen sind in der Regel mit dem elastischen Widerstandsmoment, bezogen auf die Mittelebene des Gurtbleches, zu berechnen.

(6) Hybridträger dürfen mit Werkstoffen im Gurt mit einer Streckgrenze f_{yf} bis zu $\varphi_h \times f_{yw}$ des Stegwerkstoffs berechnet werden, wenn gilt:

- a) die Erhöhung der Spannungen im Gurt infolge Fließens im Steg wird durch eine Begrenzung der Stegspannungen auf f_{yw} berücksichtigt;
- b) die wirksame Fläche des Steges wird mit f_{yf} AC gestrichener Text AC ermittelt.

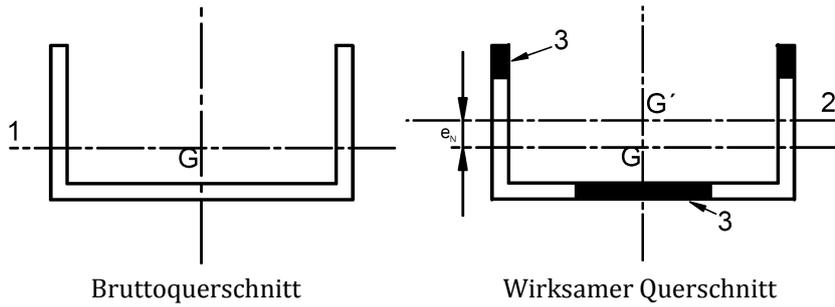
ANMERKUNG Der Wert φ_h darf im nationalen Anhang festgelegt werden. Der Wert $\varphi_h = 2,0$ wird empfohlen.

(7) Die Vergrößerung der Verformungen und Spannungen infolge Hybridwirkung nach 4.3(6) unter Berücksichtigung der ANMERKUNG darf bei Gebrauchstauglichkeitsnachweisen und Ermüdungsnachweisen vernachlässigt werden.

(8) Bei Hybridträgern, die die Bedingungen in 4.3(6) erfüllen, darf für die Begrenzung des Spannungsschwingspiels in EN 1993-1-9 der Wert $1,5 f_{yf}$ zugrunde gelegt werden.

DIN EN 1993-1-5:2017-07

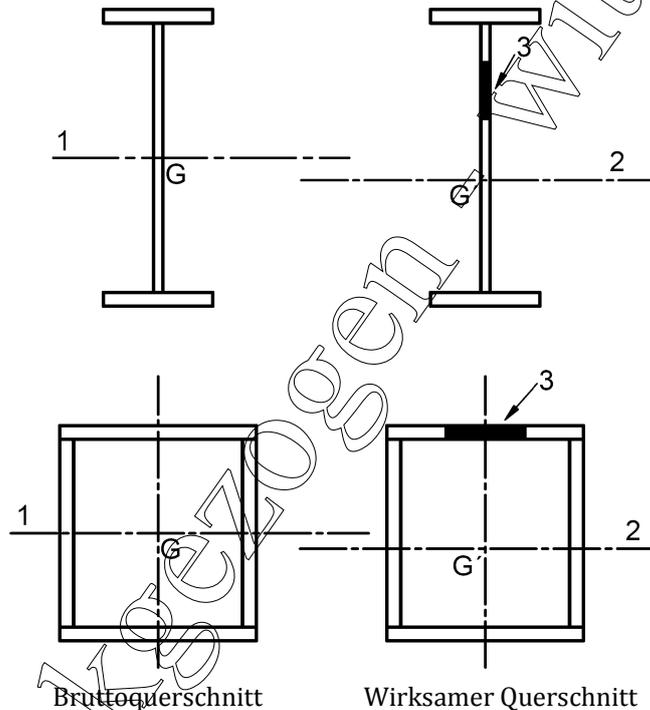
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)



Legende

- G Schwerpunkt des Bruttoquerschnitts
- G' Schwerpunkt des wirksamen Querschnitts
- 1 Schwerlinie des Bruttoquerschnitts
- 2 Schwerlinie des wirksamen Querschnitts
- 3 nicht wirksame Querschnittsflächen

Bild 4.1 — Wirkung von Normalkräften bei Querschnitten der Klasse 4



Legende

- G Schwerpunkt des Bruttoquerschnitts
- G' Schwerpunkt des wirksamen Querschnitts
- 1 Schwerlinie des Bruttoquerschnitts
- 2 Schwerlinie des wirksamen Querschnitts
- 3 nicht wirksame Querschnittsflächen

Bild 4.2 — Wirkung von Biegemomenten bei Querschnitten der Klasse 4

4.4 Einzelblechfelder ohne Längssteifen

(1) Die wirksamen Flächen ebener druckbeanspruchter Blechfelder sind in der Regel für beidseitig gestützte Querschnittsteile der Tabelle 4.1 und für einseitig gestützte Querschnittsteile der Tabelle 4.2 zu

entnehmen. Die wirksame Fläche eines druckbeanspruchten Teils eines Blechfeldes mit der wirklichen Fläche A_c wird in der Regel wie folgt ermittelt.

$$A_{c,eff} = \rho A_c \quad (4.1)$$

Dabei ist ρ der Abminderungsfaktor für Beulen.

(2) Der Abminderungsfaktor ρ darf wie folgt ermittelt werden:

— beidseitig gestützte Querschnittsteile:

$$\rho = 1,0 \quad \text{für } \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{für } \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (4.2)$$

— einseitig gestützte Querschnittsteile:

$$\rho = 1,0 \quad \text{für } \bar{\lambda}_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{für } \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (4.3)$$

mit

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

ψ Spannungsverhältnis nach 4.4(3) und 4.4(4);

\bar{b} maßgebende Breite nach folgender Festlegung (Bezeichnungen siehe EN 1993-1-1, Tabelle 5.2);

b_w für Stege;

b für beidseitig gestützte Gurtelemente (außer bei rechteckigen Hohlprofilen);

$b - 3t$ für Gurte von rechteckigen Hohlprofilen;

c für einseitig gestützte Gurtelemente;

h für gleichschenklige Winkel;

h für ungleichschenklige Winkel;

k_σ Beulwert in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis ψ und den Lagerungsbedingungen; Beulwerte langer Platten sind in Tabelle 4.1 oder Tabelle 4.2 angegeben;

t Blechdicke;

σ_{cr} kritische elastische Beulspannung (siehe Gleichung (A.1) in A.1(2) und Tabelle 4.1 und Tabelle 4.2);

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y \text{ [N/mm}^2\text{]}}}$$

DIN EN 1993-1-5:2017-07**EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)**

(3) Für Gurte von I-Querschnitten und Kastenträgern sind in der Regel die Spannungsverteilungen für die Anwendung der Tabelle 4.1 und Tabelle 4.2 mit Bruttoquerschnittswerten zu bestimmen, wobei auf eine mögliche Reduzierung der Bruttoquerschnittswerte durch mittragende Breiten zu achten ist. Für Stegelemente ist in der Regel das Spannungsverhältnis ψ für die Tabelle 4.1 mit der Spannungsverteilung zu ermitteln, die sich aus der wirksamen Breite der Druckflansche und dem Bruttoquerschnitt des Steges ergibt.

ANMERKUNG Sind Spannungsverteilungen für verschiedene Montagezustände (z. B. bei Verbundbrücken) zu berücksichtigen, so dürfen im ersten Schritt die Spannungsverteilungen für einen Querschnitt berechnet werden, der sich aus den effektiven Gurtflächen und den Bruttoquerschnitten der Stege zusammensetzt. Mit der hieraus resultierenden Spannungsverteilung darf die wirksame Querschnittsfläche der Stege bestimmt werden; diese wirksame Querschnittsfläche der Stege darf für alle Montagezustände zur Bestimmung der endgültigen Spannungsverteilung verwendet werden.

(4) Mit der Einschränkung in 4.4(5) darf der Beulschlankheitsgrad $\bar{\lambda}_p$ eines Blechfeldes ersetzt werden durch:

$$\bar{\lambda}_{p,\text{red}} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{\text{com,Ed}}}{f_y / \gamma_{M0}}} \quad (4.4)$$

Dabei ist

$\sigma_{\text{com,Ed}}$ der größte Bemessungswert der einwirkenden Druckbeanspruchung in dem Blechfeld unter Berücksichtigung aller einwirkenden Lasten.

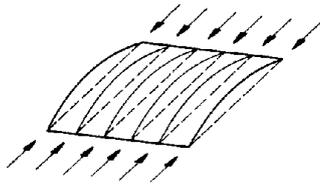
ANMERKUNG 1 Dieses Vorgehen erfordert im Allgemeinen eine iterative Berechnung, in der das Spannungsverhältnis ψ (siehe Tabelle 4.1 und Tabelle 4.2) in jedem Schritt neu aus der Spannungsverteilung mit dem wirksamen Querschnitt des vorherigen Iterationsschritts ermittelt wird.

ANMERKUNG 2 Eine alternative Vorgehensweise ist in Anhang E angegeben.

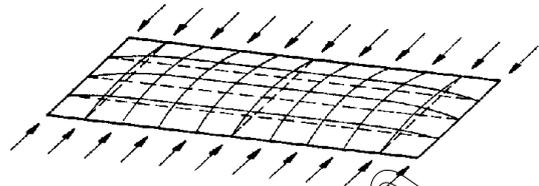
(5) Beim Knicknachweis von Bauteilen der Querschnittsklasse 4 nach EN 1993-1-1, 6.3.1, 6.3.2 oder 6.3.4 ist in der Regel entweder der Beulschlankheitsgrad $\bar{\lambda}_p$ oder $\bar{\lambda}_{p,\text{red}}$ mit $\sigma_{\text{com,Ed}}$ anzuwenden, wobei $\sigma_{\text{com,Ed}}$ nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung globaler Imperfektionen ermittelt wird.

(6) Bei Beulfeldabmessungen, bei denen knickstabähnliches Verhalten auftreten kann (z. B. für $a/b < 1$), ist der Nachweis in der Regel nach 4.5.4 unter Verwendung der Abminderungsfaktoren ρ_c zu führen.

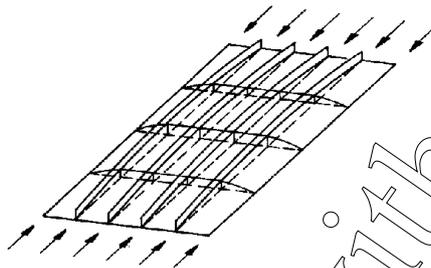
ANMERKUNG Dies betrifft z. B. schmale Einzelfelder zwischen Quersteifen, bei denen das Plattenbeulen knickstabähnlich ist und einen Abminderungsfaktor ρ_c in der Größenordnung des Abminderungsfaktors χ_c für Stabknicken erfordert, siehe Bild 4.3 a) und b). Bei längs ausgesteiften Blechfeldern mit $a/b \geq 1$ kann ebenfalls knickstabähnliches Verhalten auftreten, siehe Bild 4.3 c).



a) knickstabähnliches Verhalten eines Beulfeldes ohne Lagerung in Längsrichtung



b) knickstabähnliches Verhalten eines nicht ausgesteiften Beulfeldes mit kleinem Seitenverhältnis α



c) knickstabähnliches Verhalten eines längs ausgesteiften Blechfeldes mit großem Seitenverhältnis α

Bild 4.3 — Knickstabähnliches Verhalten

Tabelle 4.1 — Zweiseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile

Spannungsverteilung (Druck positiv)				Wirksame Breite b_{eff}			
				$\psi = 1:$	$b_{eff} = \rho \bar{b}$	$b_{e1} = 0,5 b_{eff}$	$b_{e2} = 0,5 b_{eff}$
				$1 > \psi \geq 0:$	$b_{eff} = \rho \bar{b}$	$b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$	$b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
				$\psi < 0:$	$b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$	$b_{e1} = 0,4 b_{eff}$	$b_{e2} = 0,6 b_{eff}$
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	AC) $-1 > \psi \geq -3$ AC)	
Beulwert k_{σ}	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$	

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Tabelle 4.2 — Einseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile

Spannungsverteilung (Druck positiv)		Wirksame Breite b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 > \psi \geq -3$	
Beulwert k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Beulwert k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5 \psi + 17,1 \psi^2$	
				23,8	

4.5 Längs ausgesteifte Blechfelder

4.5.1 Allgemeines

(1) Bei längs ausgesteiften Blechfeldern sind in der Regel sowohl die wirksamen Flächen infolge lokalen Beulens der Einzelfelder im Blech und in den Steifen als auch die wirksamen Flächen aus den Gesamtfeldbeulen des ausgesteiften Gesamtfeldes zu berücksichtigen.

(2) In einer zweischrittigen Vorgehensweise sind in der Regel zunächst die wirksamen Flächen der Einzelfelder mit Hilfe des Abminderungsfaktors nach 4.4 zur Berücksichtigung des Einzelfeldbeulens zu bestimmen. Im zweiten Schritt ist in der Regel die wirksame Fläche des ausgesteiften Gesamtfeldes aus den wirksamen Flächen der Steifen mit Hilfe des Abminderungsfaktors ρ_c zur Berücksichtigung des Gesamtfeldbeulens (z. B. über das Modell der äquivalenten orthotropen Platte) zu ermitteln.

(3) Die wirksame Fläche der Druckzone eines ausgesteiften Blechfeldes ist in der Regel mit:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t \quad (4.5)$$

anzusetzen, wobei $A_{c,eff,loc}$ aus den wirksamen Flächen aller Steifen und Einzelfelder besteht, die sich ganz oder teilweise im Druckbereich befinden, mit Ausnahme derjenigen wirksamen Querschnittsteile der Breite $b_{edge,eff}$, die durch ein angrenzendes Plattenbauteil gestützt werden (siehe Beispiel in Bild 4.4).

(4) Die Fläche $A_{c,eff,loc}$ ist in der Regel mit:

$$A_{c,eff,loc} = A_{s\ell,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t \quad (4.6)$$

zu ermitteln.

Dabei ist

\sum_c bezieht sich auf den im Druckbereich liegenden Teil des längs ausgesteiften Blechfeldes mit Ausnahme der Querschnittsteile $b_{edge,eff}$, siehe Bild 4.4;

$A_{s\ell,eff}$ die Summe der wirksamen Fläche aller Längssteifen mit der Bruttoquerschnittsfläche $A_{s\ell}$ in der Druckzone nach 4.4;

$b_{c,loc}$ die Breite der Druckzone in einem Einzelfeld;

ρ_{loc} der Abminderungsfaktor nach 4.4(2) für das Einzelfeld.

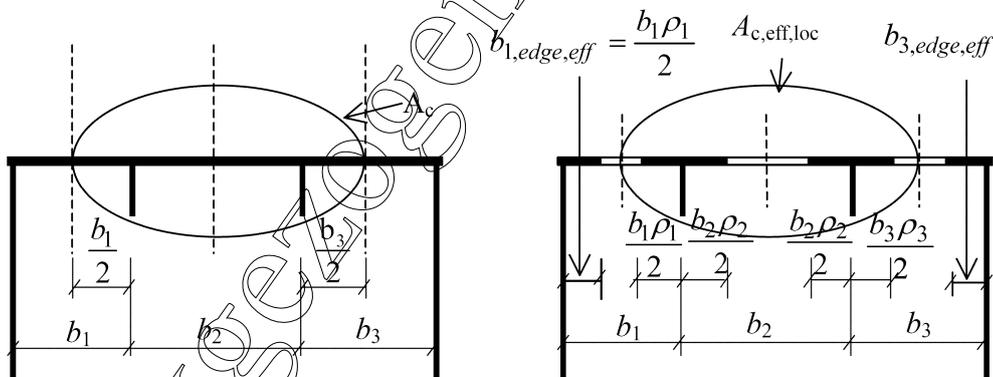


Bild 4.4 — Längsausgesteiftes Blechfeld unter konstanter Druckbeanspruchung

ANMERKUNG Bei nicht konstanter Verteilung der Druckspannungen siehe Bild A.1.

(5) Bei der Ermittlung des Abminderungsfaktors ρ_c für das Gesamtfeldbeulen ist in der Regel auf die Möglichkeit knickstabähnlichen Verhaltens mit größerer Abminderung als beim Plattenbeulen zu achten.

(6) Der Abminderungsfaktor ρ_c ist in der Regel durch Interpolation zwischen dem Abminderungsfaktor ρ für plattenartiges Verhalten und dem Abminderungsfaktor χ_c für knickstabähnliches Verhalten nach 4.5.4 zu ermitteln.

(7) Die Abminderung der unter Druckbeanspruchung stehenden Fläche $A_{c,eff,loc}$ durch ρ_c darf als über diesen Gesamtquerschnitt gleichmäßig verteilt angenommen werden.

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(8) Sind mittragende Breiten zu berücksichtigen (siehe 3.3), ist in der Regel für die unter Druckbeanspruchung stehenden Querschnittsteile eines längs ausgesteiften Blechfeldes anstelle der wirksamen Querschnittsfläche $A_{c,eff}$ die effektive Querschnittsfläche $A_{c,eff}^*$ zur Berücksichtigung sowohl der Plattenbeuleffekte als auch der Effekte aus Schubverzerrungen zu verwenden.

(9) Als wirksame Querschnittsfläche der unter Zug stehenden Flächen des ausgesteiften Beulfeldes ist in der Regel die Bruttofläche der Zugzone anzunehmen, wobei gegebenenfalls mittragende Breiten zu berücksichtigen sind, siehe 3.3.

(10) Das wirksame Widerstandsmoment W_{eff} ist in der Regel als Flächenträgheitsmoment des wirksamen Gesamtquerschnitts geteilt durch den Randabstand zur Mittelebene des Gurtbleches anzusetzen.

4.5.2 Plattenartiges Verhalten

(1) Der Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_p$ einer äquivalenten orthotropen Platte ist wie folgt definiert:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (4.7)$$

mit

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,loc}}{A_c}$$

Dabei ist

A_c die Bruttoquerschnittsfläche des längs ausgesteiften Blechfeldes ohne Berücksichtigung der durch ein angrenzendes Plattenbauteil gestützten Randbleche, siehe Bild 4.4 (A_c ist gegebenenfalls mit einem Faktor zur Berücksichtigung der Effekte aus Schubverzerrungen zu multiplizieren, siehe 3.3);

$A_{c,eff,loc}$ die effektive Querschnittsfläche (ggf. unter Berücksichtigung von Schubverzerrungen) des oben beschriebenen Bereiches des längsausgesteiften Blechfeldes unter Berücksichtigung des Einzelfeldbeulens und/oder des Gesamtfeldbeulens.

(2) Der Abminderungsfaktor ρ für die äquivalente orthotrope Platte wird nach 4.4(2) bestimmt; Voraussetzung hierfür ist die Ermittlung von $\bar{\lambda}_p$ nach Gleichung (4.7).

ANMERKUNG Anhang A gibt Hinweise zur Berechnung von $\sigma_{cr,p}$.

4.5.3 Knickstabähnliches Verhalten

(1) Als elastische kritische Knickspannung $\sigma_{cr,c}$ eines unausgesteiften Blechfeldes (siehe 4.4) oder eines ausgesteiften Blechfeldes (siehe 4.5) ist in der Regel die Knickspannung anzusetzen, die sich bei Freisetzen der Längsränder ergibt.

(2) Die elastische kritische Knickspannung $\sigma_{cr,c}$ eines unausgesteiften Blechfeldes darf mit:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E t^2}{12 (1 - \nu^2) a^2} \quad (4.8)$$

bestimmt werden.

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(3) Bei einem ausgesteiften Blechfeld darf $\sigma_{cr,c}$ mit Hilfe der Knickspannung $\sigma_{cr,s\ell}$ der am höchstbelasteten Druckrand liegenden Steife ermittelt werden:

$$\sigma_{cr,s\ell} = \frac{\pi^2 E I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1} a^2} \quad (4.9)$$

Dabei ist

$I_{s\ell,1}$ das Flächenträgheitsmoment unter Ansatz der Bruttoquerschnittsfläche der als Ersatzdruckstab betrachteten Steife und der angrenzenden mittragenden Blechstreifen bezogen auf Knicken senkrecht zur Blechebene;

$A_{s\ell,1}$ die Bruttoquerschnittsfläche des Ersatzdruckstabes, die sich aus der Steife und den angrenzenden mittragenden Blechstreifen entsprechend Bild A.1 zusammensetzt.

ANMERKUNG Der Wert $\sigma_{cr,c}$ darf aus $\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,s\ell} \frac{b_c}{b_{s\ell,1}}$ ermittelt werden, wobei $\sigma_{cr,c}$ für den Druckrand gilt. $b_{s\ell,1}$ und b_c bezeichnen die Abstände aus der Spannungsverteilung, die für die Extrapolation benötigt werden, siehe Bild A.1.

(4) Der Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_c$ des Ersatzdruckstabes ist wie folgt definiert:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{bei nicht ausgesteiften Blechfeldern} \quad (4.10)$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{bei ausgesteiften Blechfeldern} \quad (4.11)$$

Dabei ist

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{s\ell,1,eff}}{A_{s\ell,1}}$$

$A_{s\ell,1}$ nach 4.5.3(3); und

$A_{s\ell,1,eff}$ die wirksame Querschnittsfläche der Steife und der angrenzenden mittragenden Blechstreifen unter Berücksichtigung des Beulens, siehe Bild A.1.

(5) Der Abminderungsfaktor χ ist in der Regel nach EN 1993-1-1, 6.3.1.2 zu bestimmen. Der Imperfektionsbeiwert α hat bei nicht ausgesteiften Blechfeldern in der Regel der Knickkurve a mit $\alpha = 0,21$ zu entsprechen. Bei ausgesteiften Blechfeldern ist α in der Regel zur Berücksichtigung größerer Imperfektionen geschweißter Platten durch den vergrößerten Wert α_e :

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e} \quad (4.12)$$

zu ersetzen.

Dabei ist

$$i = \sqrt{\frac{I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1}}}$$

DIN EN 1993-1-5:2017-07**EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)**

e = max (e_1, e_2) der größere der beiden Abstände nach Bild A.1, d. h. entweder der Abstand zwischen dem Schwerpunkt der vom Blech isoliert betrachteten, einseitig angebrachten Einzelsteifen ohne mitwirkende Breite (bei zweiseitig angebrachten Steifen wird hierbei nur eine Seite betrachtet) zur Schwereachse des ausgesteiften Blechfeldes oder der Abstand der Schwereachse des ausgesteiften Blechfeldes zur Mittelebene des Bleches;

α = 0,34 (Kurve b) für Hohlsteifenquerschnitte;
= 0,49 (Kurve c) für offene Steifenquerschnitte.

4.5.4 Interaktion zwischen plattenartigem und knickstabähnlichem Verhalten

(1) Der endgültige Abminderungsfaktor ρ_c wird in der Regel mit Hilfe der Interaktionsgleichung:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c \quad (4.13)$$

ermittelt.

Dabei ist

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \quad \text{jedoch } 0 \leq \xi \leq 1;$$

$\sigma_{cr,p}$ die elastische Plattenbeulspannung, siehe A.1(2);

$\sigma_{cr,c}$ die elastische Knickspannung, siehe 4.5.3(2) und (3);

χ_c der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung knickstabähnlichen Verhaltens;

ρ der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung des Plattenbeulens, siehe 4.4(1).

4.6 Nachweis

(1) Der Bauteilnachweis \square_{AC} mit Hilfe von Normalkraft und wirksamer Querschnittsgrößen für Längsspannungen \square_{AC} lautet in der Regel wie folgt:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{\frac{f_y W_{eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \quad (4.14)$$

Dabei ist

A_{eff} die wirksame Querschnittsfläche nach 4.3(3);

e_N die Verschiebung der neutralen Achse nach 4.3(3);

M_{Ed} der Bemessungswert des einwirkenden Biegemomentes;

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft;

W_{eff} das wirksame Widerstandsmoment, siehe 4.3(4);

γ_{M0} der Teilsicherheitsbeiwert, siehe EN 1993-2 bis -6.

ANMERKUNG Gleichung (4.14) darf für Bauteile unter Normalkraft und zweiachsigler Biegung wie folgt erweitert werden:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{\frac{f_y W_{y,eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{\frac{f_y W_{z,eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \quad (4.15)$$

Dabei ist

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ die Bemessungswerte der einwirkenden Biegemomente um die y-y- bzw. die z-z-Achse;

$e_{y,N}, e_{z,N}$ die Verschiebungen der jeweiligen neutralen Achse.

(2) Die Schnittgrößen M_{Ed} und N_{Ed} sind gegebenenfalls nach Theorie II. Ordnung zu berechnen.

(3) Für eine längs des Beulfeldes veränderliche Spannung ist in der Regel der Beulnachweis für die Schnittgrößen an der Querschnittsstelle zu führen, die sich im Abstand $0,4a$ oder $0,5b$ (kleinster Wert) von dem Beulfeldrand befindet, an dem die größten Spannungen auftreten. In diesem Fall muss am Beulfeldrand zusätzlich ein Querschnittsnachweis geführt werden.

5 Schubbeulen

5.1 Grundlagen

(1) Die Regeln dieses Abschnittes zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Plattenelementen unter Berücksichtigung von Schubbeulen gelten unter folgenden Voraussetzungen:

- a) die Beulfelder sind rechteckig und die Flänsche näherungsweise parallel (siehe 2.3);
- b) soweit Steifen vorhanden sind, laufen diese in Längs- und/oder Querrichtung;
- c) Löcher oder Ausschnitte sind klein (siehe 2.3);
- d) die Bauteile sind gleichförmig.

(2) Für nicht ausgesteifte Blechfelder mit einem Verhältnis $h_w/t > \frac{72}{\eta} \varepsilon$ und für ausgesteifte Blechfelder mit einem Verhältnis $h_w/t > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t}$ ist in der Regel ein Schubbeulnachweis zu führen und es sind Quersteifen an den Lagern vorzusehen; es gilt:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}}}$$

ANMERKUNG 1 h_w ist in Bild 5.1 und k_t in 5.3(3) angegeben.

ANMERKUNG 2 Der nationale Anhang darf η festlegen. Der Wert $\eta = 1,20$ wird empfohlen für Stahlsorten bis S460, für Stahlsorten höher als S460 wird $\eta = 1,0$ empfohlen.

5.2 Bemessungswert der Beanspruchbarkeit

(1) Bei nicht ausgesteiften und ausgesteiften Stegen ist in der Regel der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit $V_{b,Rd}$ unter Berücksichtigung des Schubbeulens wie folgt zu ermitteln:

DIN EN 1993-1-5:2017-07**EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)**

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (5.1)$$

Der Beitrag des Steges ergibt sich zu:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (5.2)$$

Der Beitrag der Flansche $V_{bf,Rd}$ wird nach 5.4 bestimmt.

(2) Steifen haben in der Regel den Anforderungen nach 9.3 zu genügen; die Schweißnähte sind in der Regel nach 9.3.5 auszubilden.

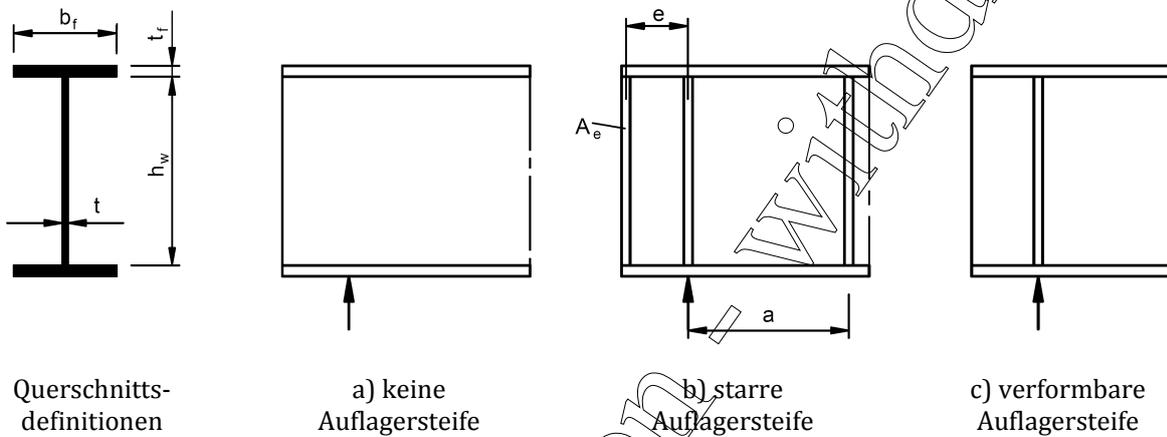


Bild 5.1 — Kriterien für Auflagersteifen

5.3 Beitrag des Steges

(1) Bei Stegen mit Quersteifen nur an den Auflagern (Auflagersteifen) und bei Stegen, die quer und/oder längs ausgesteift sind, ist in der Regel der Faktor χ_w für den Stegbeitrag zur Beanspruchbarkeit nach Tabelle 5.1 oder Bild 5.2 zu bestimmen.

Tabelle 5.1 — Beitrag des Steges χ_w zur Schubbeanspruchbarkeit

	Starre Auflagersteife	Verformbare Auflagersteife
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

ANMERKUNG Siehe auch 6.2.6 in EN 1993-1-1.

(2) Es werden nach Bild 5.1 folgende Fälle unterschieden:

a) keine Auflagersteifen; siehe 6.1(2), Typ (c);

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

- b) starre Auflagersteifen; dieser Fall gilt auch für Innenfelder außer dem Feld am Endauflager und für Felder an Zwischenlagern von durchlaufenden Trägern, siehe 9.3.1;
- c) verformbare Auflagersteifen, siehe 9.3.2.
- (3) Die $\overline{\lambda}_w$ modifizierte Schlankheit $\overline{\lambda}_w$ in Tabelle 5.1 und Bild 5.2 ist in der Regel mit:

$$\overline{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (5.3)$$

zu bestimmen. Für die kritische Beulspannung τ_{cr} gilt:

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \sigma_E \quad (5.4)$$

ANMERKUNG 1 Werte für σ_E und k_{τ} dürfen Anhang A entnommen werden.

ANMERKUNG 2 Die $\overline{\lambda}_w$ modifizierte Schlankheit $\overline{\lambda}_w$ darf wie folgt ermittelt werden:

- a) nur Auflagersteifen:

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 t \varepsilon} \quad (5.5)$$

- b) Auflagersteifen und zusätzlich in Querrichtung und/oder in Längsrichtung laufenden Steifen:

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 t \varepsilon \sqrt{k_{\tau}}} \quad (5.6)$$

wobei k_{τ} der kleinste Schubbeulwert des Stegfeldes ist.

ANMERKUNG 3 Werden zusätzlich zu starren Quersteifen auch verformbare Quersteifen verwendet, sollten sowohl die Stegfelder zwischen allen Quersteifen (z. B. $a_2 \times h_w$ und $a_3 \times h_w$) als auch das Stegfeld zwischen nur starren Quersteifen, zwischen denen sich verformbare Quersteifen befinden (z. B. $a_4 \times h_w$), im Hinblick auf das kleinste k_{τ} geprüft werden.

ANMERKUNG 4 Sind Flansche und starre Quersteifen vorhanden, darf eine starre Randlagerung angenommen werden. In diesem Fall kann die Schubbeuluntersuchung für Beulfelder zwischen zwei Quersteifen (z. B. $a_1 \times h_w$ in Bild 5.3) erfolgen.

ANMERKUNG 5 Bei verformbaren Quersteifen darf der kleinste Wert k_{τ} durch eine Eigenwertbestimmung für folgende Subsysteme ermittelt werden:

1. zwei benachbarte Stegblechfelder mit einer verformbaren Quersteife;
2. drei benachbarte Stegblechfelder mit zwei verformbaren Quersteifen.

Hinweise zur Bestimmung von k_{τ} gibt A.3.

- (4) Das Flächenträgheitsmoment der Steifen ist in der Regel bei der Ermittlung von k_{τ} auf 1/3 seines wirklichen Wertes zu reduzieren. Diese Reduktion ist bereits in den Gleichungen in A.3 enthalten.

DIN EN 1993-1-5:2017-07

EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

**Legende**

- 1 starre Auflagersteife
- 2 verformbare Auflagersteife
- 3 Bereich der empfohlenen Werte für η

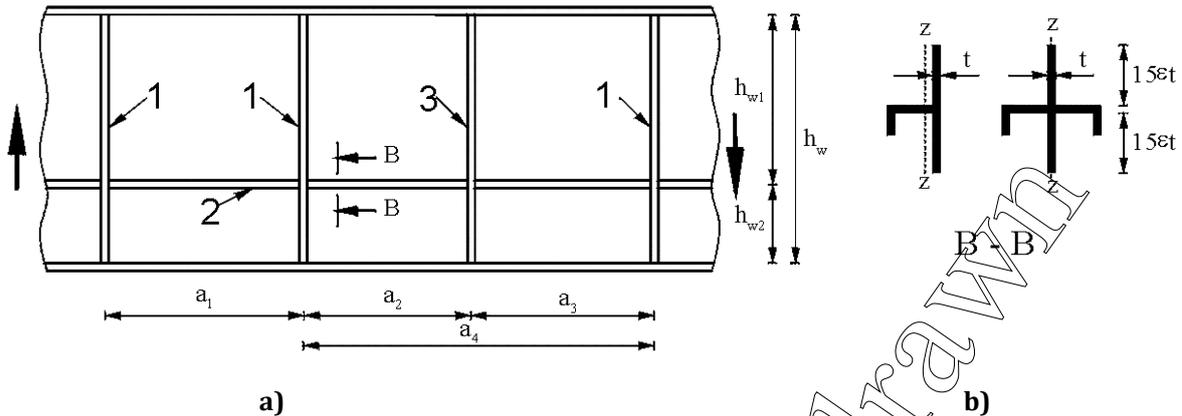
Bild 5.2 — Beitrag des Steges χ_w zur Schubbeanspruchbarkeit

(5) Bei Stegen mit Längssteifen ist in der Regel die [AC] modifizierte Schlankheit [AC] $\bar{\lambda}_w$ in (3) mit mindestens dem Wert von

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4 t \varepsilon \sqrt{k_{ti}}} \quad (5.7)$$

anzusetzen, wobei sich h_{wi} und k_{ti} auf das Einzelfeld mit [AC] der modifizierten Schlankheit [AC] dem größten Einzelfeldschlankheitsgrad $\bar{\lambda}_w$ beziehen.

ANMERKUNG Zur Berechnung von k_{ti} darf der Ausdruck in A.3 mit $k_{tst} = 0$ verwendet werden.



Legende

- 1 starre Quersteife
- 2 Längssteife
- 3 verformbare Quersteife

Bild 5.3 — Stegblech mit Quer- und Längssteifen

5.4 Beitrag der Flansche

(1) Werden die Flansche bei Annahme eines Zweipunktquerschnittes nicht vollständig für die Querschnittsbeanspruchung ausgenutzt ($M_{Ed} < M_{f,Rd}$), darf der Flanschbeitrag zur Schubbeanspruchbarkeit berücksichtigt werden. Dieser wird in der Regel wie folgt ermittelt:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) \tag{5.8}$$

Dabei ist

b_f und t_f gelten für den Flansch, der die kleinere Beanspruchbarkeit für Normalkräfte liefert;

b_f sollte an jeder Stegseite nicht größer als $15 \epsilon t_f$ angenommen werden;

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$ der Bemessungswert der Biegebeanspruchbarkeit bei Berücksichtigung alleine der effektiven Flächen der Flansche;

$$c = a \left(0,25 + \frac{1,6 b_f t_f^2 f_{yf}}{\epsilon h_w^2 f_{yw}} \right)$$

(2) Wirkt auch eine Normalkraft N_{Ed} , so ist der Wert von $M_{f,Rd}$ in der Regel mit dem Faktor:

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) f_{yf}} \right) \gamma_{M0} \tag{5.9}$$

zu reduzieren. A_{f1} und A_{f2} sind die Flächen der Flansche.

5.5 Nachweis

(1) Der Nachweis ist in der Regel wie folgt zu führen:

DIN EN 1993-1-5:2017-07**EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)**

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.10)$$

Dabei ist

V_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft aus Querkraft und Torsion.

6 Beanspruchbarkeit bei Querbelastung**6.1 Grundlagen**

(1) Die Beanspruchbarkeit eines Trägersteges für Querlasten, die über die Flansche an den Längsrändern einwirken, ist für gewalzte und geschweißte Träger in der Regel nach 6.2 zu bestimmen. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Flansche infolge ihrer eigenen Querbiegesteifigkeit oder durch Verbände in ihrer Lage quer gehalten werden.

(2) Es werden 3 Arten der Lasteinleitung unterschieden:

- Lasten, die einseitig über einen Flansch eingeleitet werden und im Gleichgewicht mit Querkraften im Steg stehen, siehe Bild 6.1 a);
- Lasten, die beidseitig über beide Flansche eingeleitet werden und mit sich selbst im Gleichgewicht stehen, siehe Bild 6.1 b);
- Lasten, die in der Nähe des Trägerendes ohne Querstreifen eingeleitet werden und mit der Querkraft im Steg im Gleichgewicht stehen, siehe Bild 6.1 c).

(3) Bei Hohlkastenträgern mit geneigten Stegen ist in der Regel die Beanspruchbarkeit sowohl der Stege als auch der Gurte nachzuweisen. Die zu berücksichtigenden inneren Kräfte sind die Komponenten der äußeren Lasten in der Stegebene und der Gurtebene.

(4) Zusätzlich ist in der Regel die Auswirkung der Querbelastung auf die Momententragfähigkeit des Bauteils zu berücksichtigen, siehe 7.2.

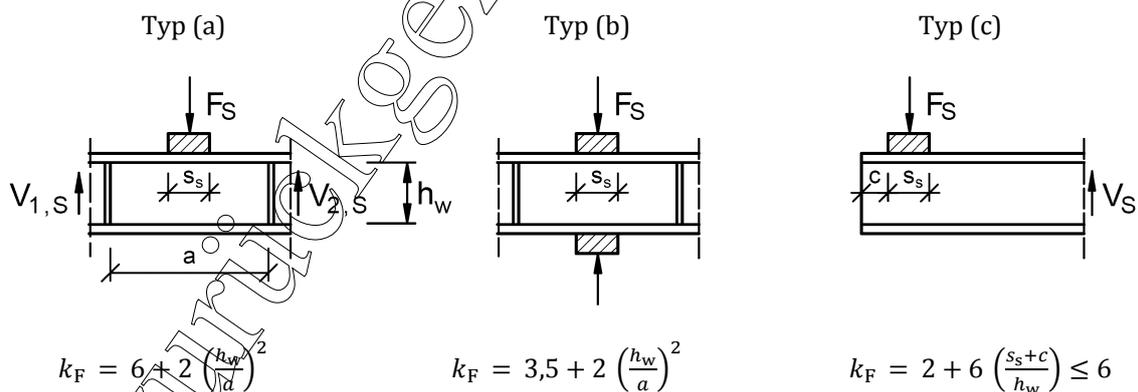


Bild 6.1 — Beulwerte für verschiedenen Arten der Lasteinleitung

6.2 Bemessungswert der Beanspruchbarkeit

(1) Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit eines nicht ausgesteiften oder ausgesteiften Stegbleches bei Plattenbeulen unter Querbelastung ist in der Regel aus

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \quad (6.1)$$

zu bestimmen. Dabei ist

t_w die Stegblechdicke;

f_{yw} die Streckgrenze des Stegblechs;

L_{eff} die wirksame Lastausbreitungslänge unter Berücksichtigung des Stegbeulens bei Querlasten:

$$L_{eff} = \chi_F \ell_y \quad (6.2)$$

dabei ist

ℓ_y die wirksame Lastausbreitungslänge ohne Stegbeulen (siehe 6.5), abhängig von der Länge s_s der starren Lasteinleitung, siehe 6.3;

χ_F der Abminderungsfaktor infolge Stegbeulen bei Querlasten, siehe 6.4(1).

6.3 Länge der starren Lasteinleitung

(1) Die Länge der starren Lasteinleitung s_s ist in der Regel die Länge, über die die Querlast auf den Flansch eingeleitet wird, siehe Bild 6.2. Diese Länge kann bei Lasteinleitung über Futter oder Bleche über einen Lastausbreitungswinkel 1:1 berechnet werden. Der Wert s_s ist in der Regel kleiner als h_w .

(2) Liegen mehrere Einzellasten dicht beieinander, so ist in der Regel die Beanspruchbarkeit sowohl für jede Einzellast als auch für die gesamte Querbelastung und diese mit einer Länge der starren Lasteinleitung entsprechend dem Abstand der äußeren Einzellasten zu ermitteln.

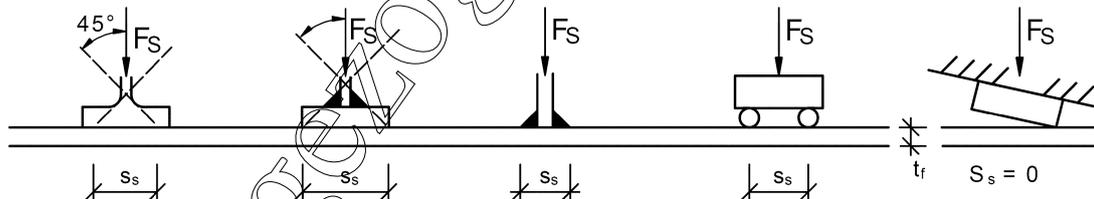


Bild 6.2 — Länge der starren Lasteinleitung

(3) Folgen die Futter oder Bleche an der Stelle der Lasteinleitung bei Verformung des Trägers nicht der Neigung des Trägers (siehe rechtes Teilbild 6.2), so ist in der Regel $s_s = 0$ anzusetzen.

6.4 Abminderungsfaktor χ_F für die wirksame Lastausbreitungslänge

(1) Der Abminderungsfaktor χ_F für die wirksame Lastausbreitungslänge ist in der Regel aus

$$\chi_F = \frac{0,5}{\lambda_F} \leq 1,0 \quad (6.3)$$

zu ermitteln, wobei gilt:

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{\ell_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} \quad (6.4)$$

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \quad (6.5)$$

(2) Der Faktor k_F für Stege ohne Längssteifen ist in der Regel nach Bild 6.1 zu ermitteln.

ANMERKUNG Der nationale Anhang darf Hinweise zur Bestimmung von k_F für Stege mit Längssteifen geben. Folgende Regelungen werden empfohlen:

Für Stege mit Längssteifen darf k_F wie folgt bestimmt werden:

$$k_F = 6 + 2 \left[\frac{h_w}{a} \right]^2 + \left[5,44 \frac{b_1}{a} - 0,21 \right] \sqrt{\gamma_s} \quad (6.6)$$

Dabei ist

b_1 die Höhe des belasteten Einzelfeldes als lichter Abstand zwischen dem belasteten Flansch und der ersten Steife

$$\gamma_s = 10,9 \frac{I_{s\ell,1}}{h_w t_w^3} \leq 13 \left[\frac{a}{h_w} \right]^3 + 210 \left[0,3 - \frac{b_1}{a} \right] \quad (6.7)$$

$I_{s\ell,1}$ das Flächenträgheitsmoment der zu dem belasteten Flansch am nächsten gelegenen Steife einschließlich der wirksamen Stegteile nach Bild 9.1.

Gleichung (6.6) gilt für $0,05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0,3$ und $\frac{b_1}{h_w} \leq 0,3$ für den Typ (a) nach Bild 6.1.

(3) ℓ_y ist in der Regel nach 6.5 zu bestimmen.

6.5 Wirksame Lastausbreitungslänge

(1) Die wirksame Lastausbreitungslänge ohne Stegbeulen ℓ_y ist in der Regel mit Hilfe der dimensionslosen Parameter m_1 und m_2 mit

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} \quad (6.8)$$

$$m_2 = 0,02 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 \quad \text{für } \bar{\lambda}_F > 0,5$$

$$m_2 = 0 \quad \text{für } \bar{\lambda}_F \leq 0,5 \quad (6.9)$$

zu berechnen.

Bei Kastenträgern ist b_f in Gleichung (6.8) in der Regel an jeder Stegseite auf $15 t_f$ zu begrenzen.

(2) Für die Fälle (a) und (b) in Bild 6.1 ist ℓ_y in der Regel aus:

$$\ell_y = s_s + 2 t_f (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \quad \text{mit } \ell_y \leq a \quad (\text{Quersteifenabstand}) \quad (6.10)$$

zu bestimmen.

(3) Für den Fall (c) ist ℓ_y in der Regel als kleinster Wert der Gleichungen A1 (6.10), (6.11) und (6.12) A1 ~~gestrichener Text~~ AC zu ermitteln:

$$\ell_y = \ell_e + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{\ell_e}{t_f}\right)^2} + m_2 \quad (6.11)$$

$$\ell_y = \ell_e + t_f \sqrt{m_1 + m_2} \quad (6.12)$$

AC Dabei ist AC

$$\ell_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c \quad (6.13)$$

6.6 Nachweis

(1) Der Nachweis ist in der Regel wie folgt zu führen:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{\frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (6.14)$$

Dabei ist

F_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Querlast;

L_{eff} die wirksame Lastausbreitungslänge unter Berücksichtigung des Stegbeulens bei Querbelastung, siehe AC 6.2(1) AC ;

t_w die Blechdicke.

7 Interaktion

7.1 Interaktion zwischen Schub, Biegemoment und Normalkraft

(1) Für $\bar{\eta}_3 \leq 0,5$ (siehe unten) darf der Einfluss der Schubkräfte auf die Beanspruchbarkeit für Biegemoment und Normalkraft vernachlässigt werden. Bei $\bar{\eta}_3 > 0,5$ ist in der Regel für die gemeinsame Wirkung von Biegung, Normalkraft und Schub im Steg von I-Trägern oder von Kastenträgern die Bedingung

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{mit} \quad \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (7.1)$$

zu erfüllen.

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Dabei ist

$M_{f,Rd}$ der Bemessungswert der plastischen Momentenbeanspruchbarkeit des Querschnitts, der nur mit der effektiven Querschnittsfläche der Flansche berechnet wird;

$M_{pl,Rd}$ der Bemessungswert der plastischen Momentenbeanspruchbarkeit des Querschnitts, der mit der effektiven Querschnittsfläche der Flansche und der vollen Querschnittsfläche des Steges berechnet wird (unabhängig von der Querschnittsklasse).

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

AC) $V_{bw,Rd}$ siehe (5.2). AC)

Zusätzlich sind in der Regel die Anforderungen nach 4.6 und 5.5 zu erfüllen.

Die Schnittgrößen sind gegebenenfalls nach Theorie II. Ordnung zu ermitteln.

(2) Das Interaktionskriterium in (1) gilt in der Regel an jeder Querschnittsstelle, braucht jedoch an Innenstützen von Drucklaufträgern bei Vorhandensein einer Quersteife nur im Bereich außerhalb des Abstandes $h_w/2$ von der Stütze erfüllt zu werden.

(3) Der Bemessungswert $M_{f,Rd}$ der plastischen Momentenbeanspruchbarkeit des Querschnitts, der nur mit Flanschen berechnet wird, darf als das Produkt der effektiven Fläche des kleineren Flansches und der Streckgrenze ($= A_f f_y / \gamma_{M0}$) multipliziert mit dem Abstand zwischen den Mittelebenen der Flanschbleche bestimmt werden.

(4) Wirkt zusätzlich eine Normalkraft N_{Ed} ein, ist in der Regel der Wert $M_{pl,Rd}$ nach EN 1993-1-1, 6.2.9 und $M_{f,Rd}$ nach 5.4(2) zu reduzieren. Ist die Normalkraft so groß, dass sich der gesamte Steg unter Druckbeanspruchung befindet, ist in der Regel 7.1(5) anzuwenden.

(5) Der Flansch eines Kastenträgers ist in der Regel nach 7.1(1) nachzuweisen, wobei $M_{f,Rd} = 0$ und τ_{Ed} als Mittelwert der Schubspannung im Flansch mit mindestens der Hälfte der maximalen Schubspannungen im Flansch anzusetzen ist; für $\bar{\eta}_1$ ist hierbei η_1 nach 4.6(1) anzusetzen. Zusätzlich sind in der Regel die Einzelfelder mit dem Mittelwert der Schubspannung in den Einzelfeldern und dem für Einzelfeldbeulen nach 5.3 ermittelten Abminderungsfaktor χ_w nachzuweisen, wobei von starrer Randlagerung an den Längssteifen ausgegangen werden darf.

7.2 Interaktion zwischen Querbelastung an den Längsrändern, Biegemoment und Normalkraft

(1) Bei gemeinsamer Wirkung von Querlasten an den Längsrändern, Biegemoment und Normalkraft ist in der Regel die Beanspruchbarkeit zusätzlich zu den Nachweisen in 4.6 und 6.6 mit der folgenden Interaktionsbeziehung zu prüfen:

$$\eta_2 + 0,8 \eta_1 \leq 1,4 \quad (7.2)$$

(2) Wirkt eine Querlast auf den Zugflansch, so ist in der Regel die Beanspruchbarkeit nach Abschnitt 6 nachzuweisen; zusätzlich sind die Regelungen in EN 1993-1-1, 6.2.1(5) einzuhalten.

8 Flanschinduziertes Stegblechbeulen

(1) Um das Einknicken des Druckflansches in den Steg zu vermeiden, hat in der Regel das Verhältnis h_w/t_w für den Steg das folgende Kriterium zu erfüllen:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (8.1)$$

Dabei ist

- A_w die Stegfläche;
- A_{fc} die effektive Querschnittsfläche des Druckflansches;
- h_w die lichte Steghöhe;
- t_w die Stegdicke.

Der Wert k ist in der Regel wie folgt anzusetzen:

- bei Ausnutzung plastischer Rotationen $k = 0,3$;
- bei Ausnutzung der plastischen Momentenbeanspruchbarkeit $k = 0,4$;
- bei Ausnutzung der elastischen Momentenbeanspruchbarkeit $k = 0,55$.

(2) Bei Trägern, die in ihrer Stegebene gekrümmt sind, und bei denen der Druckflansch auf der konkaven Seite liegt, ist in der Regel das folgende Kriterium zu prüfen:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}}{\sqrt{1 + \frac{h_w E}{3 r f_{yf}}}} \quad (8.2)$$

Dabei ist r der Krümmungsradius des Druckflansches.

ANMERKUNG Der nationale Anhang gibt weitere Informationen zu flanschinduziertem Stegblechbeulen.

9 Steifen und Detailausbildung

9.1 Allgemeines

(1) Die in diesem Abschnitt enthaltenen Regelungen zu Steifen in Plattenbauteilen ergänzen die Plattenbeulregeln in den Abschnitten 4 bis 7.

ANMERKUNG Im nationalen Anhang können weitere Anforderungen an Steifen und deren Detailausbildung für spezifische Anwendungsbereiche festgelegt werden.

(2) Beim Nachweis der Knicksicherheit von Steifen darf der wirksame Querschnitt mit einer mitwirkenden Blechbreite von $15 \epsilon t$ auf jeder Seite, jedoch maximal dem Steifenabstand angenommen werden, siehe Bild 9.1.

DIN EN 1993-1-5:2017-07**EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)**

(3) Die Normalkraft in Quersteifen ist in der Regel als Summe der Kräfte aus der Schubübertragung (siehe 9.3.3(3)) und den äußeren Lasten anzusetzen.

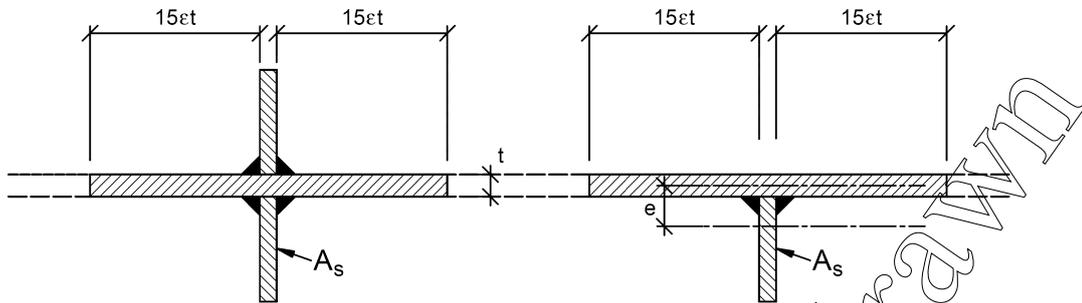


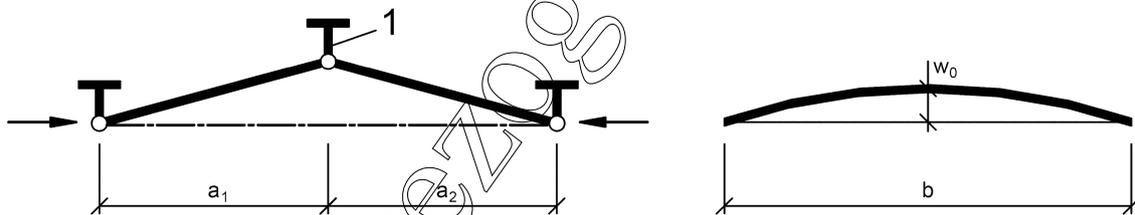
Bild 9.1 — Wirksamer Querschnitt von Steifen

9.2 Wirkung von Längsspannungen

9.2.1 Minimale Anforderungen an Quersteifen

(1) Um die Bedingung für starre Lagerung eines Blechfeldes mit oder ohne Längssteifen zu erfüllen, haben Quersteifen in der Regel den nachfolgenden Steifigkeits- und Festigkeitsanforderungen zu genügen.

(2) Die Quersteife wird in der Regel als gelenkig gelagerter Einfeldträger unter Querbelastung mit einer sinusförmigen geometrischen Imperfektion $w_0 = s/300$ behandelt, wobei s der kleinste Wert von a_1 , a_2 oder b ist, siehe Bild 9.2. Dabei sind a_1 und a_2 die Breiten der Beulfelder rechts und links der Quersteife und b ist die Spannweite der Quersteife bzw. der Abstand zwischen den Schwerpunkten der das Beulfeld begrenzenden Flansche. Exzentrizitäten sind in der Regel zu berücksichtigen.



Legende

1 Quersteife

Bild 9.2 — Quersteife

(3) Die Quersteife ist in der Regel für die Abtriebskräfte aus den Druckkräften in den Nachbarfeldern zu bemessen, wobei anzunehmen ist, dass die übrigen Quersteifen starr und ohne Imperfektionen sind; hierbei sind angreifende äußere Lasten sowie die Normalkraft entsprechend der ANMERKUNG zu 9.3.3(3) zu berücksichtigen. Die Bleche und die Längssteifen der Nachbarfelder werden als gelenkig an die Quersteifen angeschlossen betrachtet.

(4) Es ist in der Regel mit einer elastischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung nachzuweisen, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit

- die maximale Spannung in den Steifen unter der Bemessungslast die Streckgrenze f_y/γ_{M1} nicht überschreitet;
- die zusätzliche Auslenkung zu der Imperfektion den Wert $b/300$ nicht überschreitet.

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(5) Sind keine Normalkräfte in der Quersteife vorhanden, so dürfen beide Kriterien in (4) als erfüllt angesehen werden, wenn das Flächenträgheitsmoment I_{st} der Quersteife mindestens folgende Bedingungen erfüllt:

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \left(1 + w_0 \frac{300}{b} u \right) \quad (9.1)$$

mit

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_{Ed}}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right)$$

$$u = \frac{\pi^2 E e_{max}}{f_y 300 b \gamma_{M1}} \geq 1,0$$

Dabei ist

e_{max} der Abstand der Randfaser der Steife zum Schwerpunkt der Steife;

N_{Ed} der größte Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft in den Nachbarfeldern, jedoch mindestens die größte Druckspannung multipliziert mit der halben wirksamen Druckfläche eines Feldes einschließlich der Steifen;

$\sigma_{cr,c}$, $\sigma_{cr,p}$ sind in 4.5.3 und Anhang A definiert.

ANMERKUNG EN 1993-2 und EN 1993-1-7 geben Hinweise zur Behandlung senkrecht zur Blechebene belasteter Quersteifen.

(6) Bei Quersteifen unter Druckbeanspruchung ist in der Regel die einwirkende Normalkraft um den Wert $\Delta N_{st} = \sigma_m b^2 / \pi^2$ zur Berücksichtigung von Abtriebskräften zu erhöhen. Die Kriterien in (4) behalten ihre Gültigkeit, jedoch braucht ΔN_{st} bei der Berechnung der konstanten Druckspannung infolge der einwirkenden Druckbeanspruchung in der Quersteife nicht berücksichtigt zu werden.

(7) Sind keine Normalkräfte in der Quersteife vorhanden, so dürfen vereinfachend die Anforderungen in (4) nach Theorie I. Ordnung mit der folgenden gleichmäßig über die Länge b verteilten zusätzlichen Querlast q nachgewiesen werden:

$$q = \frac{\pi}{4} \sigma_m (w_0 + w_{el}) \quad (9.2)$$

Dabei ist

σ_m in (5) definiert;

w_0 in Bild 9.2 angegeben;

w_{el} die unter Annahme elastischen Werkstoffverhaltens ermittelte Verformung; diese darf entweder iterativ ermittelt oder mit dem maximalen Wert $b/300$ angenommen werden.

(8) Um Drillknicken von Steifen mit offenen Querschnitten zu vermeiden, ist in der Regel das folgende Kriterium zu erfüllen (solange kein Nachweis mit genaueren Methoden erfolgt):

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E} \quad (9.3)$$

Dabei ist

I_p das polare Trägheitsmoment des Steifenquerschnitts alleine, gerechnet um den Anschlusspunkt an das Blech;

I_T das St. Venant'sche Torsionsträgheitsmoment für den Steifenquerschnitt alleine (ohne Blech).

(9) Wird die Wölbsteifigkeit berücksichtigt, ist in der Regel entweder das Kriterium in (8) oder das folgende Kriterium zu erfüllen:

$$\sigma_{cr} \geq \theta f_y \quad (9.4)$$

Dabei ist

σ_{cr} die kritische Drillknickspannung ohne Berücksichtigung von Einspanneffekten durch das Blech;

θ ein Beiwert zur Sicherstellung elastischen Verhaltens entsprechend der Querschnittsklasse 3.

ANMERKUNG Der Beiwert θ ist im nationalen Anhang festgelegt. Es wird ein Wert von $\theta = 6$ empfohlen.

9.2.2 Minimale Anforderungen an Längssteifen

(1) Die Anforderungen zur Vermeidung von Drillknicken in 9.2.1(8) und (9) gelten ebenfalls für Längssteifen.

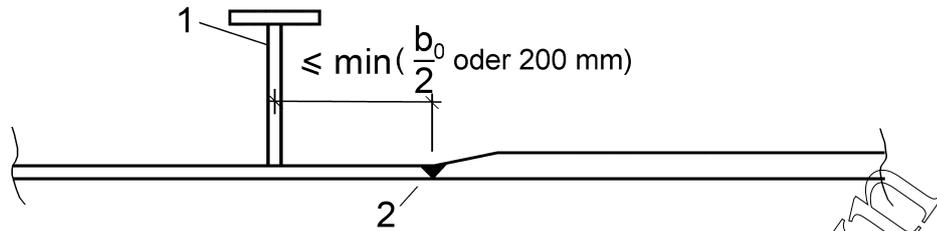
(2) Bei diskontinuierlich angeordnete Längssteifen, die nicht kraftschlüssig an den Quersteifen angeschlossen sind oder durch diese durchlaufen, sind in der Regel folgende Punkte zu beachten:

- Einsatz nur für Stege (d. h. nicht zulässig in Flanschen);
- bei Steifigkeitsannahmen für die statische Berechnung nicht zu berücksichtigen;
- bei Spannungsberechnungen zu vernachlässigen;
- zu berücksichtigen bei der Ermittlung der wirksamen Breiten von Einzelstegfeldern;
- zu berücksichtigen bei der Berechnung von Beul- bzw. Knickspannungen.

(3) Tragfähigkeitsnachweise für Steifen sind in der Regel nach 4.5.3 und 4.6 zu führen.

9.2.3 Geschweißte Blechstöße

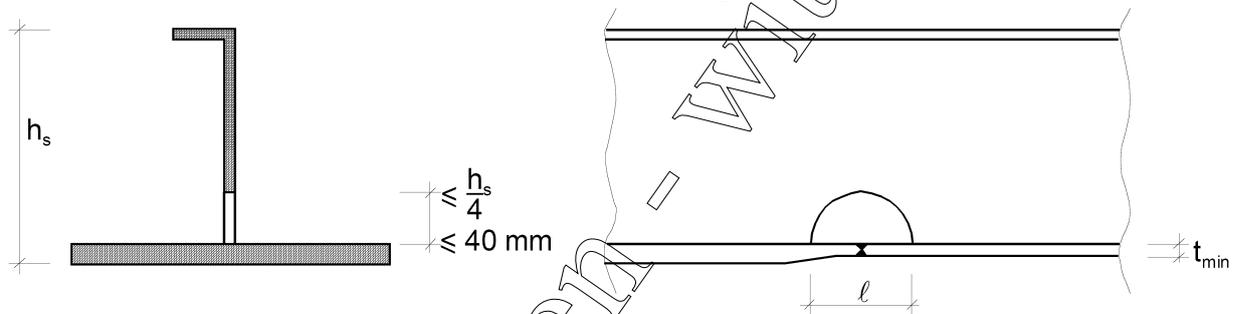
(1) Schweißstöße von Blechen unterschiedlicher Blechdicken sind in der Regel in der Nähe von Quersteifen anzuordnen, siehe Bild 9.3. Exzentrizitäten brauchen nicht berücksichtigt zu werden, wenn der Abstand des Schweißstoßes zur Quersteife kleiner als der kleinere Wert von $b_0/2$ und 200 mm ist; b_0 ist der Abstand zwischen Längssteifen, die die dünnere Platte versteifen.

**Legende**

- 1 Quersteife
 2 Schweißnaht

Bild 9.3 — Geschweißte Blechstöße**9.2.4 Steifenausschnitte**

(1) Ausschnitte in Längssteifen sind in der Regel entsprechend Bild 9.4 auszubilden.

**Bild 9.4 — Ausschnitte in Längssteifen**

(2) Für die Ausschnittbreite l sind in der Regel folgende Grenzwerte einzuhalten:

$l \leq 6 t_{\min}$ bei druckbelasteten Flachsteifen;

$l \leq 8 t_{\min}$ bei druckbelasteten Steifen mit anderen Querschnittsformen;

$l \leq 15 t_{\min}$ bei Steifen mit anderen Querschnittsformen ohne Druckbelastung.

t_{\min} bezeichnet die kleinere Blechdicke.

(3) Die Grenzwerte für die Ausschnittbreite l in (2) für druckbelastete Steifen darf um den Faktor $\sqrt{\frac{\sigma_{x,Rd}}{\sigma_{x,Ed}}}$ erhöht werden, wenn gilt: $\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd}$ und $l \leq 15 t_{\min}$.

Dabei ist $\sigma_{x,Ed}$ die Druckspannung am Ausschnitt.

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(4) Ausschnitte in Quersteifen sind in der Regel nach Bild 9.5 auszubilden.

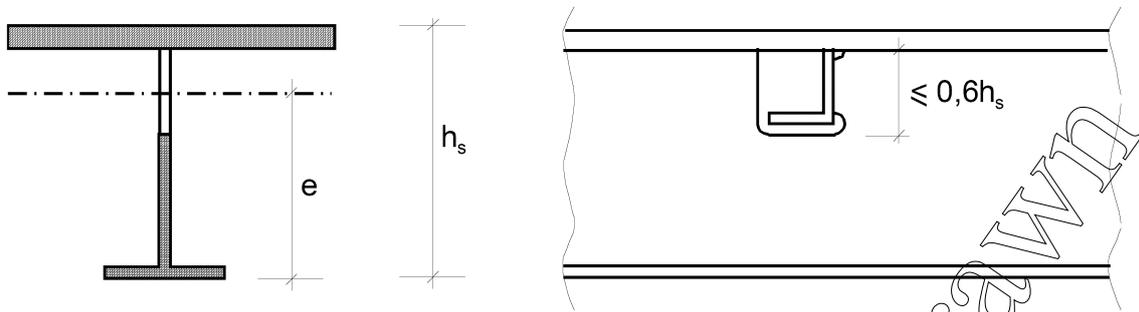


Bild 9.5 — Ausschnitte in Quersteifen

(5) Der Bruttoquerschnitt des Steges im Bereich des Ausschnittes ist in der Regel für folgende Querkraft V_{Ed} nachzuweisen:

$$V_{Ed} = \frac{I_{net} f_{yk} \pi}{e \gamma_{M0} b_G} \quad (9.5)$$

Dabei ist

- I_{net} das Flächenträgheitsmoment des Nettoquerschnitts der Quersteife;
- e der maximale Abstand der Flanschunterseite zur Schwerelinie des Nettoquerschnitts, siehe Bild 9.5;
- b_G die Länge der Quersteife zwischen den Flanschen.

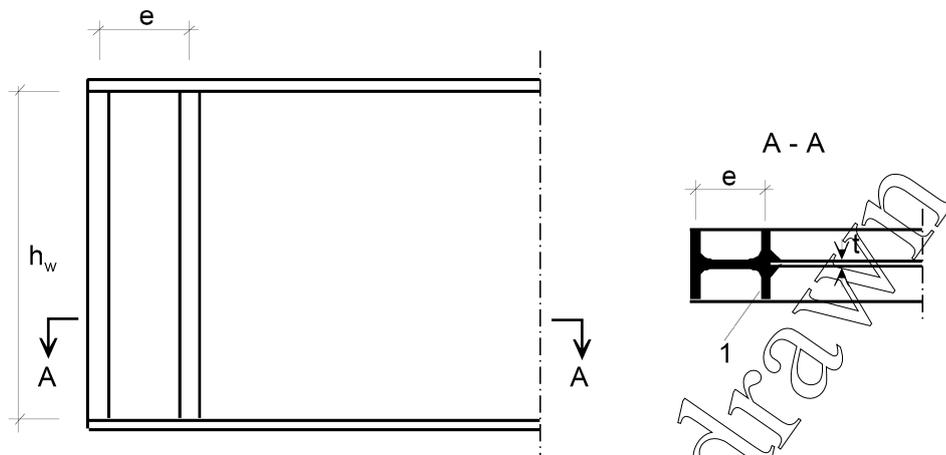
9.3 Wirkung von Schubspannungen

9.3.1 Starre Auflagersteifen

(1) Starre Auflagersteifen (siehe Bild 5.1) dienen in der Regel als Steifen für die Einleitung der Auflagerkräfte aus Lagern (siehe 9.4) und als kurze Biegeträger für die Verankerung der längsgerichteten Membranspannungen in der Stegebene.

ANMERKUNG EN 1993-2 gibt Hinweise zu Lagerbewegungen infolge von Exzentrizitäten.

(2) Eine starre Auflagersteife besteht in der Regel aus zwei doppelseitig angeordneten Quersteifen, die die Gurte eines kurzen Biegeträgers der Länge h_w bilden, siehe Bild 5.1 b). Der Stegstreifen zwischen den Quersteifen bildet den Steg des kurzen Biegeträgers. Alternativ darf die starre Auflagersteife auch aus einem eingesetzten Profilträger bestehen, der nach Bild 9.6 mit dem Stegblech verbunden wird.

**Legende**

1 eingesetzter Profilträger

Bild 9.6 — Eingesetzter Profilträger als Auflagersteifer

(3) Die Mindestquerschnittsfläche jeder der beiden Quersteifen beträgt in der Regel $4 h_w t^2 / e$, wobei e der Abstand zwischen den Mittelachsen der Flachbleche ist und die Bedingung $e > 0,1 h_w$ erfüllen sollte, siehe Bild 5.1 b). Wird die Auflagersteife nicht aus zwei Quersteifen zusammengesetzt, sollte das elastische Widerstandsmoment für Biegung senkrecht zum Steg mindestens $4 h_w t^2$ betragen.

(4) Als Alternative darf das Trägerende auch mit einer einzigen doppelsteifigen Auflagersteife ausgebildet sein, wenn sich eine weitere Quersteife so dicht am Lager befindet, dass das Einzelfeld den maximalen Schub aufnehmen kann, der bei der Bemessung von verformbaren Auflagersteifen entsteht.

9.3.2 Verformbare Auflagersteifen

(1) Eine verformbare Auflagersteife liegt bei einer einzelnen doppelsteifigen Auflagersteife nach Bild 5.1 c) vor. Sie kann gegebenenfalls die Auflagerkräfte aus dem Lager aufnehmen (siehe 9.4).

9.3.3 Zwischenliegende Quersteifen

(1) Zwischenliegende Quersteifen, die als starre Randlagerung für die Stegbeulfelder dienen, sind in der Regel hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit und Steifigkeit nachzuweisen.

(2) Zwischenliegende Quersteifen, die als nicht starr zu betrachten sind, dürfen mit ihrer Steifigkeit bei der Berechnung von k_t nach 5.3(5) berücksichtigt werden.

(3) Zwischenliegende starre Quersteifen haben in der Regel zusammen mit dem mittragenden Teil des Steges folgenden Mindestbedingungen für das Flächenträgheitsmoment I_{st} zu genügen:

$$\begin{aligned} \text{für } a/h_w < \sqrt{2}: \quad I_{st} &\geq 1,5 h_w^3 t^3 / a^2 \\ \text{für } a/h_w \geq \sqrt{2}: \quad I_{st} &\geq 0,75 h_w t^3 \end{aligned} \quad (9.6)$$

ANMERKUNG Die Tragfähigkeit starrer Quersteifen darf für eine Normalkraft $\left(V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w} f_{yw} h_w t / (\sqrt{3} \gamma_{M1}) \right)$ nach 9.2.1(3) geprüft werden. Im Falle veränderlicher Schubkraft wird der Nachweis für eine Schubkraft im Abstand von $0,5 h_w$ von dem Beulfeldrand mit der größten Schubkraft durchgeführt.

DIN EN 1993-1-5:2017-07**EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)****9.3.4 Längssteifen**

(1) Die Querschnittstragfähigkeit von Längssteifen unter Längsspannungen ist in der Regel nachzuweisen, wenn diese als zur Querschnittstragfähigkeit beitragend angenommen werden.

9.3.5 Schweißnähte

(1) Die Schweißnähte dürfen für den Nennwert des Schubflusses V_{Ed}/h_w bemessen werden, solange V_{Ed} den Wert $\chi_w f_{yw} h_w t / (\sqrt{3} \gamma_{M1})$ nicht überschreitet. Bei größeren Werten sind in der Regel die Halsnähte zwischen den Gurten und dem Steg für den Schubfluss $\eta f_{yw} t / (\sqrt{3} \gamma_{M1})$ zu bemessen.

(2) Anderenfalls sind in der Regel genauere Berechnungen zur Bemessung der Schweißnähte unter Berücksichtigung der Berechnungsmethode (elastisch/plastisch) und Einflüssen aus Theorie II. Ordnung durchzuführen.

9.4 Wirkung von Querlasten

(1) Reicht die Beanspruchbarkeit des nicht ausgesteiften Stegbleches nicht aus, sind in der Regel Quersteifen vorzusehen.

(2) Knicken von Quersteifen aus der Stegebene unter Querbelastung und Querkräften (siehe 9.3.3(3)) ist in der Regel nach EN 1993-1-1, 6.3.3 oder 6.3.4 unter Verwendung von Knicklinie c und einer Knicklänge von $\ell \geq 0,75 h_w$ nachzuweisen, wenn beide Steifenenden seitlich gehalten sind. Größere Knicklängen ℓ sind bei Endlagerungen mit Verformungsmöglichkeit notwendig. Zusätzlich ist auch die Beanspruchbarkeit des Querschnitts der Quersteifen nachzuweisen, wenn Ausschnitte in den Quersteifen vorhanden sind.

(3) Bei Anwendung einseitiger oder anderer unsymmetrisch angeordneter Steifen ist die Exzentrizität bei Nachweisen nach EN 1993-1-1, 6.3.3 oder 6.3.4 in der Regel zu berücksichtigen. Werden die Steifen zur seitlichen Stützung des Obergurtes eingesetzt, so sollten sie eine Steifigkeit und Tragfähigkeit haben, die mit den Annahmen für die Bemessung gegen Biegedrillknicken übereinstimmen.

10 Methode der reduzierten Spannungen

(1) Die Methode der reduzierten Spannungen darf zur Bestimmung der Grenzspannungen ausgesteifter und nicht ausgesteifter Blechfelder eines Querschnitts benutzt werden.

ANMERKUNG 1 Dieses Verfahren ist eine Alternative zum Verfahren mit wirksamen Breiten nach Abschnitten 4 bis 7 unter Berücksichtigung folgender Punkte:

- die Spannungskomponenten des gesamten Spannungsfeldes, das sich aus $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ und τ_{Ed} zusammensetzt, wirken gemeinsam;
- die Grenzspannungen des schwächsten Querschnittsteils können die Tragfähigkeit des gesamten Querschnitts bestimmen.

ANMERKUNG 2 Die Grenzspannungen dürfen ebenfalls zur Bestimmung äquivalenter wirksamer Flächen herangezogen werden. Anwendungsgrenzen der jeweiligen Methoden können im nationalen Anhang festgelegt werden.

(2) Bei ausgesteiften und nicht ausgesteiften Blechfeldern, die mit den gemeinsam wirkenden Spannungen $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ und τ_{Ed} beansprucht werden, darf Querschnittsklasse 3 angenommen werden, wenn gilt:

$$\frac{\rho \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1 \quad (10.1)$$

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Dabei ist

- $\alpha_{ult,k}$ der kleinste Faktor für die Vergrößerung der Bemessungslasten, um den charakteristischen Wert der Beanspruchbarkeit am kritischen Punkt des Blechfeldes zu erreichen, siehe (4);
- ρ der Reduktionsbeiwert in Abhängigkeit des Schlankheitsgrades des Blechfeldes λ_p , siehe (5);
- γ_{M1} der Teilsicherheitsbeiwert.

(3) Der **AC** modifizierte Schlankheitsgrad des Blechfeldes **AC** $\bar{\lambda}_p$ ist in der Regel wie folgt zu bestimmen:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \quad (10.2)$$

Dabei ist

- α_{cr} der kleinste Faktor für die Vergrößerung der Bemessungslasten, um die elastische Verzweigungsbelastung für das gesamte einwirkende Spannungsfeld zu erreichen, siehe (6).

ANMERKUNG 1 Zur Bestimmung von α_{cr} für das gesamte einwirkende Spannungsfeld darf das ausgesteifte Blechfeld entsprechend den Regeln in Abschnitten 4 und 5 abgebildet werden, jedoch ohne die in 5.3(4) angegebene Abminderung des Flächenträgheitsmomentes der Längssteifen.

ANMERKUNG 2 Kann α_{cr} nicht für das gesamte Blechfeld einschließlich der Einzelfelder als Ganzes bestimmt werden, so dürfen getrennte Nachweise für die Einzelfelder und das gesamte Blechfeld geführt werden.

(4) Für die Bestimmung von $\alpha_{ult,k}$ darf das Fließkriterium benutzt werden:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 \quad (10.3)$$

$\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ und τ_{Ed} sind die Komponenten des Spannungsfeldes im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

ANMERKUNG Bei Verwendung der Fließbeziehung in Gleichung (10.3) wird angenommen, dass sich der Grenzzustand des Fließens ohne vorhergehendes Beulen einstellt.

(5) Der Abminderungsbeiwert ρ darf nach einer der beiden folgenden Methoden ermittelt werden:

a) der kleinste Werte der folgenden Abminderungsbeiwerte:

- ρ_x der Reduktionsbeiwert nach 4.5.4(1) für die Längsrichtung, falls erforderlich unter Berücksichtigung knickstabähnlichen Verhaltens;
- ρ_z der Reduktionsbeiwert nach 4.5.4(1), hier jedoch für die Querrichtung, falls erforderlich unter Berücksichtigung knickstabähnlichen Verhaltens;
- χ_w der Reduktionsbeiwert für Schubbeulen nach **AC** 5.3(1) **AC**.

Alle Reduktionsbeiwerte werden mit dem **AC** modifizierten Schlankheitsgrad des Blechfeldes **AC** $\bar{\lambda}_p$ nach Gleichung (10.2) ermittelt.

ANMERKUNG Dieses Vorgehen führt zu dem Nachweisformat:

DIN EN 1993-1-5:2017-07**EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)**

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq \rho^2 \quad (10.4)$$

ANMERKUNG Zur Bestimmung von ρ_z für Spannungen in Querrichtung ist in der Regel das Vorgehen nach Abschnitt 4 für Längsspannungen σ_x auf die Spannungen in Querrichtung σ_z anzuwenden. Aus Kompatibilitätsgründen ist Abschnitt 6 in der Regel nicht anzuwenden.

- b) ein aus den Abminderungsbeiwerten ρ_x , ρ_z und χ_w entsprechend a) interpolierter Abminderungsbeiwert, wobei die Gleichung für $\alpha_{ult,k}$ als Interpolationsfunktion herangezogen wird.

ANMERKUNG Diese Vorgehen führt zu dem Nachweisformat:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1 \quad (10.5)$$

A1 gestrichener Text **A1**

A1

- c) Bei Feldern mit zweiaxialer Druckbeanspruchung sollte die Gleichung (10.5a) angewendet werden:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - V \cdot \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1 \quad (10.5a)$$

Dabei ist

$V = \rho_x \cdot \rho_z$, wenn sowohl $\sigma_{x,Ed}$ als auch $\sigma_{z,Ed}$ eine Druckbeanspruchung darstellen, ansonsten ist $V = 1$.

Da die Nachweise nach den Gleichungen (10.3), (10.4), (10.5) und (10.5a) bereits eine Interaktion zwischen Querkraft, Biegemoment, Normalkraft und Querbelastrung beinhalten, sollte Abschnitt 7 nicht angewendet werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf weitere Informationen zur Verwendung der Gleichungen (10.4), (10.5) und (10.5a) geben. Treten Zug- und Druckspannungen in einem Blechfeld auf, so wird empfohlen, die Gleichungen (10.4) und (10.5) lediglich auf die unter Druckbeanspruchung stehenden Querschnittsteile anzuwenden. **A1**

- (6) Liegen nicht die Werte α_{cr} für das gesamte Spannungsfeld, sondern nur die Werte $\alpha_{cr,i}$ jeweils für die Komponenten $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ und τ_{Ed} des Spannungsfeldes vor, so darf der Wert α_{cr} für die gemeinsame Wirkung von $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$, τ_{Ed} wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1 + \psi_x}{4 \alpha_{cr,x}} + \frac{1 + \psi_z}{4 \alpha_{cr,z}} + \left[\left(\frac{1 + \psi_x}{4 \alpha_{cr,x}} + \frac{1 + \psi_z}{4 \alpha_{cr,z}} \right)^2 + \frac{1 - \psi_x}{2 \alpha_{cr,x}^2} + \frac{1 - \psi_z}{2 \alpha_{cr,z}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2} \right]^{1/2} \quad (10.6)$$

Dabei ist

$$\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}}$$

$$\alpha_{cr,z} = \frac{\sigma_{cr,z}}{\sigma_{z,Ed}}$$

AC

$$\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}} \quad \text{AC}$$

$\sigma_{cr,x}$, $\sigma_{cr,z}$, τ_{cr} , ψ_x und ψ_z werden nach Abschnitten 4 bis 6 bestimmt.

- (7) Die Bemessung von Steifen sowie die Detailausbildung haben in der Regel nach Abschnitt 9 zu erfolgen.

zurückgezogen - withdrawn

Anhang A (informativ)

Berechnung kritischer Spannungen für ausgesteifte Blechfelder

A.1 Äquivalente orthotrope Platten

- (1) Blechfelder mit mindestens drei Längssteifen, deren Steifigkeit verschmiert werden darf, dürfen als äquivalente orthotrope Platten nachgewiesen werden.
- (2) Die elastische kritische Beulspannung der äquivalenten orthotropen Platte ist:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \sigma_E \quad (A.1)$$

Dabei ist

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} = 190\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ in MPa}$$

$k_{\sigma,p}$ der Beulwert für die orthotrope Platte mit verschmierten Steifen (ohne Betrachtung des Einzelfeldbeulens);

b wie in Bild A.1 definiert;

t die Blechdicke.

ANMERKUNG 1 Der Beulwert $k_{\sigma,p}$ darf entweder entsprechenden Beulwerttafeln für verschmierte Längssteifen entnommen oder mittels Computerberechnungen ermittelt werden. Alternativ dürfen auch Beulwerttafeln für diskrete Längssteifen verwendet werden, falls Einzelfeldbeulen ausgeschlossen werden kann bzw. in einer separaten Berechnung berücksichtigt wird.

ANMERKUNG 2 $\sigma_{cr,p}$ ist die kritische Beulspannung an dem Blechfeldrand mit der größten Druckspannung, siehe Bild A.1.

ANMERKUNG 3 Bei der Untersuchung von Stegen sollte die Breite b in den Gleichungen (A.1) und (A.2) durch h_w ersetzt werden.

ANMERKUNG 4 Für längs ausgesteifte Blechfelder mit mindestens drei äquidistant verteilten Längssteifen darf der Beulwert $k_{\sigma,p}$ zur Berücksichtigung des Gesamtfeldbeulens des ausgesteiften Blechfeldes näherungsweise wie folgt bestimmt werden:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2((1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1)}{\alpha^2(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{für } \alpha \leq \sqrt[4]{\gamma}$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4(1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{für } \alpha > \sqrt[4]{\gamma}$$
(A.2)

mit:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0,5$$

$$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p}$$

$$\boxed{\text{AC}} \quad \delta = \frac{A_{sl}}{A_p} \quad \boxed{\text{AC}}$$

$$\alpha = \frac{a}{b} \geq 0,5$$

Dabei ist

I_{sl} das Flächenträgheitsmoment des gesamten längsversteiften Blechfeldes;

I_p das Flächenträgheitsmoment für Plattenbiegung $= \frac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92}$;

$\boxed{\text{AC}} \quad A_{sl} \quad \boxed{\text{AC}}$ die Summe der Bruttoquerschnittsflächen aller Längssteifen ohne Anteile des Blechfeldes;

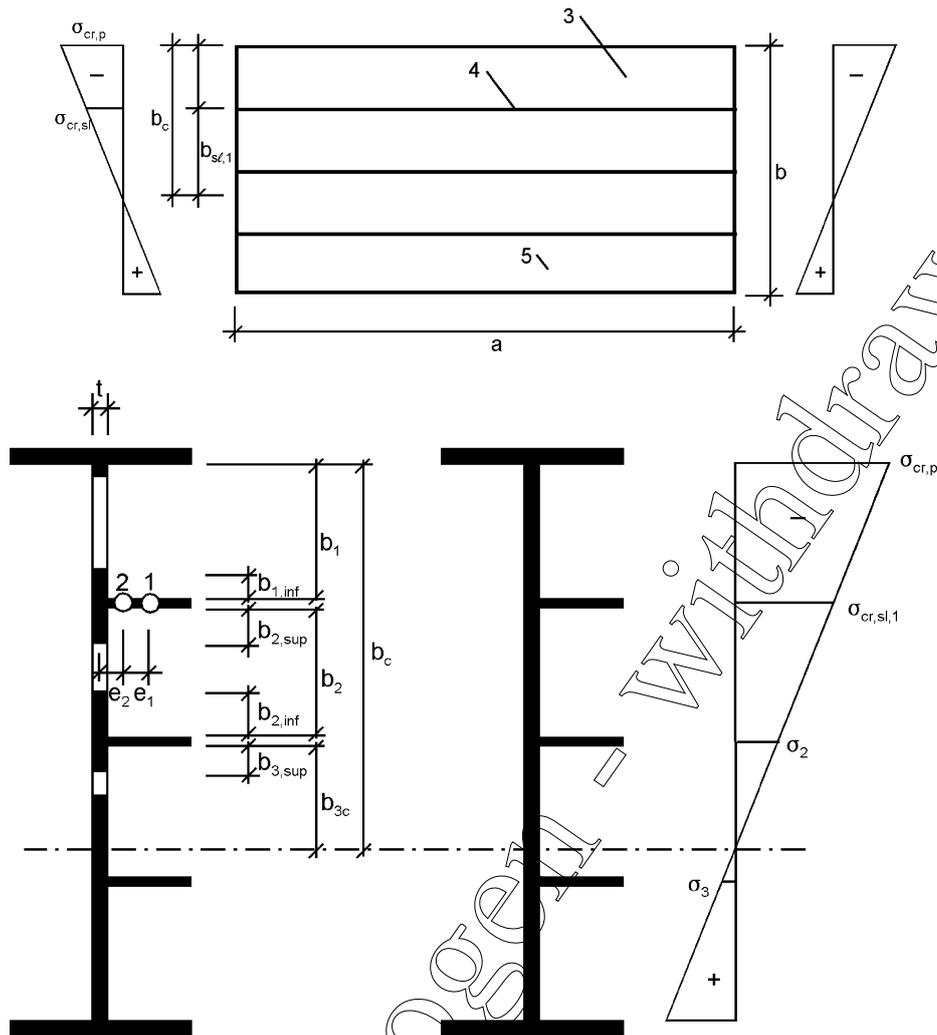
A_p die Bruttoquerschnittsfläche des Bleches $= b t$;

σ_1 die größere Randspannung;

σ_2 die kleinere Randspannung.

a, b und t sind in Bild A.1 definiert.

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)



$e = \max(e_1, e_2)$

Legende

- 1 Schwerelinie der **AC** Längssteife **AC**
- 2 Schwerelinie des **AC** Ersatzdruckstabes **AC** = Längssteife + mitwirkende Blechteile
- 3 Einzelfeld
- 4 Längssteife
- 5 Blechdicke t

	Breite bei Bruttoquerschnittsfläche	Breite bei wirksamen Flächen nach Tabelle 4.1	Bedingung für ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1} b_1$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1} b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5 - \psi_2} b_2$	$\frac{2}{5 - \psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} b_2$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 b_{3c}$	$0,4 b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Bild A.1 — Bezeichnungen für längsausgesteifte Beulfelder

A.2 Kritische Beulspannung bei Blechfeldern mit einer oder zwei Steifen in der Druckzone

A.2.1 Allgemeine Vorgehensweise

(1) Bei Blechfeldern mit nur einer Längssteife in der Druckzone darf die Vorgehensweise in A.1 dadurch vereinfacht werden, dass die elastische kritische Beulspannung mit Hilfe der elastischen kritischen Knickspannung der Längssteife als Ersatzdruckstab auf elastischer Bettung ermittelt wird. Die elastische Bettung steht dabei für die Plattenwirkung quer zur Längssteife. Die kritische Knickspannung darf nach A.2.2 ermittelt werden.

(2) Der Bruttoquerschnitt des Ersatzdruckstabes (zur Berechnung von $A_{sl,1}$ und $I_{sl,1}$) setzt sich in der Regel aus dem Bruttoquerschnitt der Steife und der anschließenden mitwirkenden Blechteile zusammen. Liegt das anschließende Einzelfeld voll im Druckbereich, ist ein Anteil $(3 - \psi)/(5 - \psi)$ der wirksamen Breite b_1 an der Kante des Feldes und ein Anteil $2/(5 - \psi)$ an der Kante mit den höchsten Spannungen als mitwirkend anzusehen. Wechseln im anschließenden Einzelfeld die Spannungen von Druck auf Zug, sollte das 0,4fache der wirksamen Breite b_c der Druckzone verwendet werden, siehe Bild A.2 und Tabelle 4.1. ψ ist dabei das Spannungsverhältnis des betrachteten Einzelfeldes.

(3) Die wirksame Querschnittsfläche $A_{sl,eff}$ des Ersatzdruckstabes sollte in der Regel aus den wirksamen Querschnittsteilen der Steife und den anschließenden wirksamen Blechteilen zusammengesetzt werden, siehe Bild A.1. Der Schlankheitsgrad der Blechfelder in dem Ersatzdruckstab darf nach 4.4(4) ermittelt werden, wobei $\sigma_{com,Ed}$ für die Bruttofläche des Blechfeldes berechnet wird.

(4) Falls der Wert $\rho_c f_y / \gamma_{M1}$ (mit ρ_c nach 4.5.4(1)) größer als die mittlere Spannung $\sigma_{com,Ed}$ in dem Ersatzdruckstab ist, braucht keine weitere Abminderung der wirksamen Fläche des Ersatzdruckstabes vorgenommen zu werden; andernfalls ist die Abminderung nach (4.6) durch

$$A_{c,eff,loc} = \frac{\rho_c f_y A_{sl,1}}{\sigma_{com,Ed} \gamma_{M1}} \quad (A.3)$$

zu ersetzen.

(5) Die Abminderung in A.2.1(4) gilt in der Regel nur für die Fläche des Ersatzknickstabes. Außer für das Einzelfeldbeulen brauchen andere unter Druckbeanspruchung stehende Teile des Blechfeldes nicht abgemindert zu werden.

(6) Alternativ zur Verwendung der wirksamen Fläche nach A.2.1(4) darf die Beanspruchbarkeit des Ersatzdruckstabes auch nach A.2.1(5) bis (7) ermittelt und mit der mittleren Spannung $\sigma_{com,Ed}$ verglichen werden.

ANMERKUNG Diese Näherung in (6) darf auch im Falle mehrfacher Steifen verwendet werden, wobei als weitere Vereinfachung die Federung durch das Blech vernachlässigt werden darf. Dadurch wird der Ersatzdruckstab als freier Knickstab für Knicken quer zur Blechebene nachgewiesen.

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

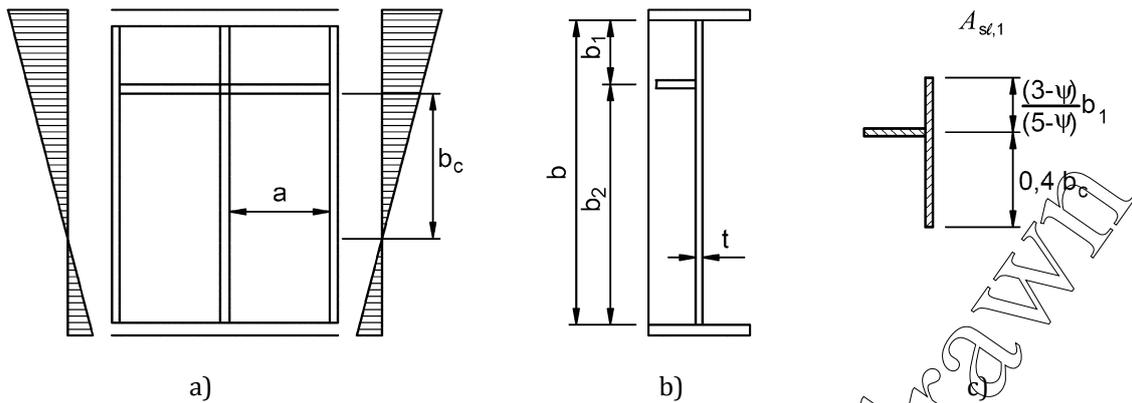
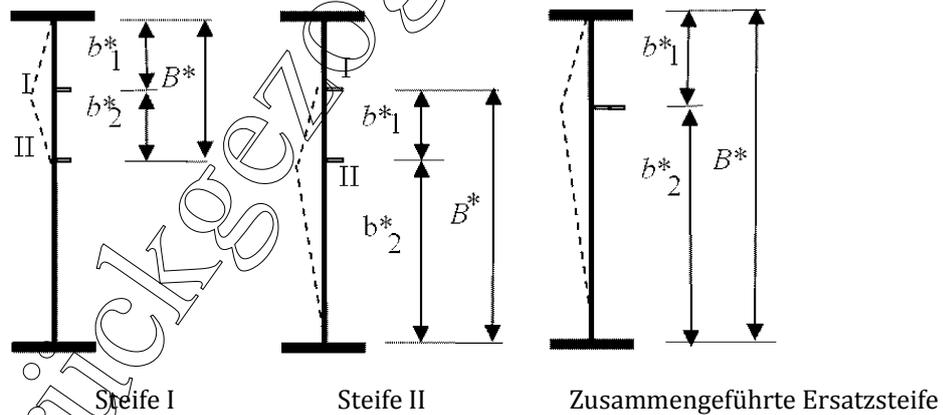


Bild A.2 — Bezeichnungen für ein Blechfeld mit nur einer Steife in der Druckzone

(7) Befinden sich zwei Steifen in der Druckzone eines ausgesteiften Beulfeldes, darf das Verfahren für eine Einzelsteife nach A.2.1(1) ebenso angewendet werden, siehe Bild A.3. Zunächst wird angenommen, dass jede der beiden Steifen für sich ausknicken kann, wobei die andere als starr gilt. Dann wird das gemeinsame Ausknicken beider Steifen durch Betrachtung einer einzigen Ersatzsteife berücksichtigt, in der beide Steifen zusammengeführt sind. Für diese Ersatzsteife gilt:

- a) ihre Querschnittsfläche und ihr Flächenträgheitsmoment I_{sl} sind die Summe der entsprechenden Größen für die Einzelsteifen, die in den vorhergehenden Schritten betrachtet wurden;
- b) ihre Lage entspricht der Lage der Resultierenden der Druckkräfte in den Einzelsteifen, die in den vorhergehenden Schritten berechnet wurden.

Für die drei in Bild A.3 dargestellten Fälle wird jeweils ein kritischer Wert $\sigma_{cr,p}$ berechnet, siehe A.2.2(1), wobei jeweils gilt: $b_1 = b_1^*$ und $b_2 = b_2^*$ sowie $B^* = b_1^* + b_2^*$, siehe Bild A.3.



Querschnittsfläche	$A_{sl,I}$	$A_{sl,II}$	$A_{sl,I} + A_{sl,II}$
Flächenträgheitsmoment	$I_{sl,I}$	$I_{sl,II}$	$I_{sl,I} + I_{sl,II}$

Bild A.3 — Bezeichnungen für ein Blechfeld mit zwei Steifen in der Druckzone

A.2.2 Vereinfachtes Modell für einen Ersatzstab mit elastischer Bettung durch ein Blech

(1) Bei nur einer Längssteife in der Druckzone und Vernachlässigung eventuell vorhandener weiterer Längssteifen in der Zugzone lautet die elastische kritische Knickspannung der Steifen:

AC

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05 E \sqrt{I_{sl,1} t^3 b}}{A_{sl,1} b_1 b_2} \quad \text{für } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} + \frac{E t^3 b a^2}{4 \pi^2 (1 - \nu^2) A_{sl,1} b_1^2 b_2^2} \quad \text{für } a < a_c$$

AC (A.4)

mit

$$a_c = 4,33 \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} b_1^2 b_2^2}{t^3 b}}$$

Dabei ist

- $A_{sl,1}$ die Bruttoquerschnittsfläche des Ersatzdruckstabes nach A.2.1(2);
- $I_{sl,1}$ das Flächenträgheitsmoment des Bruttoquerschnitts des Ersatzdruckstabes nach A.2.1(2) für Knicken quer zur Blechebene;
- b_1, b_2 die Abstände der Steifen zu den Längsrändern ($b_1 + b_2 = b$).

AC gestrichener Text **AC**

(2) Bei zwei Längssteifen in der Druckzone und Vernachlässigung eventuell vorhandener weiterer Längssteifen in der Zugzone ist in der Regel die maßgebende elastisch kritische Beulspannung der niedrigste Wert, der für die drei Fälle nach Gleichung (A.4) mit $b_1 = b_1^*$, $b_2 = b_2^*$ und $b = B^*$ berechnet wurde.

A.3 Schubbeulwerte für ausgesteifte Blechfelder

(1) Bei Blechfeldern mit mehr als zwei oder ~~ohne~~ Längssteifen, die durch starre Quersteifen begrenzt sind, darf der Schubbeulwert k_τ wie folgt bestimmt werden:

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 (h_w/a)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{für } a/h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 (h_w/a)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{für } a/h_w < 1$$

(A.5)

Dabei ist

$$k_{\tau sl} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}$$

a der Abstand starrer Quersteifen, siehe Bild 5.3;

I_{sl} das Flächenträgheitsmoment einer Längssteife um die z-z-Achse, siehe Bild 5.3 b). Bei Stegblechen mit **AC** gestrichener Text **AC** Steifen ist I_{sl} die Summe der Steifigkeiten aller Einzelsteifen, wobei diese nicht gleichmäßig angeordnet sein müssen.

ANMERKUNG Gleichung (A.5) gilt nicht für Blechfelder mit verformbaren Zwischenquersteifen.

DIN EN 1993-1-5:2017-07**EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)**

(2) Gleichung (A.5) darf auch für Blechfelder mit einer oder zwei Längssteifen angewendet werden, wenn für $\alpha = \frac{a}{h_w}$ gilt: $\alpha \geq 3$. Für Blechfelder mit einer oder zwei Längssteifen und $\alpha < 3$ darf der Schubbeulwert wie folgt bestimmt werden:

$$k_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{s\ell}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{s\ell}}{t^3 h_w}} \quad (\text{A.6})$$

Zurückgezogen - Withdrawn

Anhang B (informativ)

Bauteile mit veränderlichem Querschnitt

B.1 Allgemeines

- (1) Der Beulnachweis von aus Blechfeldern zusammengesetzten Bauteilen, bei denen die Regelmäßigkeitsbedingungen nach 4.1(1) nicht zutreffen, kann nach dem Verfahren in Abschnitt 10 durchgeführt werden.
- (2) Zur Bestimmung von $\alpha_{ult,N}$ und α_{cr} dürfen FE-Verfahren verwendet werden, siehe Anhang C.
- (3) Die Abminderungsfaktoren ρ_x , ρ_z und χ_w können für den Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_p$ den entsprechenden Plattenbeulkurven entnommen werden, siehe Abschnitte 4 und 5.

ANMERKUNG Die Abminderungsfaktoren ρ dürfen auch wie folgt ermittelt werden:

$$\rho = \frac{1}{\phi_p + \sqrt{\phi_p^2 - \bar{\lambda}_p}} \quad (\text{B.1})$$

mit

$$\phi_p = \frac{1}{2} (1 + \alpha_p (\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}) + \bar{\lambda}_p)$$

und

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$$

Dieses Vorgehen gilt für ρ_x , ρ_z und χ_w . Werte für $\bar{\lambda}_{p0}$ und α_p sind in Tabelle B.1 angegeben. Die Werte in Tabelle B.1 sind an den Beulkurven in Abschnitten 4 und 5 kalibriert und liefern eine direkte Verbindung zu der geometrischen Ersatzimperfektion durch:

$$e_0 = \alpha_p \left(\frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}}{\bar{\lambda}_p} \right) \frac{t}{6} \frac{1 - \frac{\rho \bar{\lambda}_p}{\gamma_{M1}}}{1 - \rho \bar{\lambda}_p} \quad (\text{B.2})$$

DIN EN 1993-1-5:2017-07

EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Tabelle B.1 — Zahlenwerte für $\bar{\lambda}_{p0}$ und α_p

Produkt	Vorherrschende Beulform	α_p	$\bar{\lambda}_{p0}$
warmgewalzt	Längsspannungen mit $\psi \geq 0$	0,13	0,70
	Längsspannungen mit $\psi < 0$		0,80
	Schubspannungen		
	Querlasten		
geschweißt oder kaltgeformt	Längsspannungen mit $\psi \geq 0$	0,34	0,70
	Längsspannungen mit $\psi < 0$		0,80
	Schubspannungen		
	Querlasten		

B.2 Interaktion von Plattenbeulen und Biegedrillknicken von Bauteilen

(1) Das in B.1 angegebene Verfahren darf auf den Nachweis von gemeinsam auftretendem Plattenbeulen und Biegedrillknicken von Bauteilen angewendet werden, wenn die Werte α_{ult} und α_{cr} wie folgt ermittelt werden:

α_{ult} ist der kleinste Faktor für die Vergrößerung der Bemessungswerte der Lasten, um die charakteristische Beanspruchbarkeit des kritischen Bauteilquerschnitts zu erreichen, wobei Plattenbeulen und Biegedrillknicken vernachlässigt und bei der Berechnung nicht betrachtet werden;

α_{cr} ist der kleinste Faktor für die Vergrößerung der Bemessungswerte der Lasten, um die elastische Verzweigungsbelastung für das Bauteil unter Einschluss von Plattenbeulen und Biegedrillknicken zu erreichen.

(2) Wenn α_{cr} Biegedrillknickverformungen enthält, ist in der Regel der Abminderungsfaktor ρ der kleinste Wert von ρ nach B.1(3) und χ_{LT} nach EN 1993-1-1, 6.3.3 anzusetzen.

Anhang C (informativ)

Berechnungen mit der Finite-Element-Methode (FEM)

C.1 Allgemeines

(1) Anhang C enthält Hinweise zur Anwendung von FE-Methoden bei Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sowie bei Ermüdungsnachweisen von plattenartigen Bauteilen.

ANMERKUNG 1 EN 1993-1-6 gibt Hinweise zur Anwendung von FE-Methoden bei Schalentragwerken.

ANMERKUNG 2 Dieser Anhang darf nur von Ingenieuren mit entsprechender Erfahrung bei der Anwendung von FE-Methoden angewendet werden.

(2) Die Wahl der jeweiligen FE-Methode hängt von der zu untersuchenden Fragestellung ab. Folgende Annahmen sind zu treffen:

Tabelle C.1 — Annahmen für Berechnungen mit FEM

Nr	Werkstoffverhalten	Strukturverhalten	Imperfektionen, siehe C.5	Anwendungsbeispiel
1	linear	linear	Nein	elastische mittragende Breite, elastische Tragfähigkeit
2	nichtlinear	linear	Nein	plastische Tragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit
3	linear	nichtlinear	Nein	kritische Plattenbeullast
4	linear	nichtlinear	Ja	elastische Tragfähigkeit unter Berücksichtigung von Plattenbeulen
5	nichtlinear	nichtlinear	Ja	elastisch-plastische Tragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit

C.2 Anwendung

(1) Bei Anwendung von FE-Berechnungen ist in der Regel besonders auf folgende Punkte zu achten:

- geeignete Modellierung des Bauteils und seiner Randbedingungen;
- geeignetes Programm und ausreichende Programmdokumentation;
- Ansatz von Imperfektionen;
- Ansatz der Werkstoffeigenschaften;
- Modellierung der Lasten;

DIN EN 1993-1-5:2017-07

EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

- Modellierung der Kriterien für den Grenzzustand;
- anzuwendende Teilsicherheitsbeiwerte.

ANMERKUNG Der nationale Anhang darf Bedingungen für die Anwendung von FE-Berechnungen für Entwurf und Bemessung festlegen.

C.3 Modellierung

(1) Die Wahl der Finiten Elemente (z. B. Schalenelemente oder Volumenelemente) und die Netzgestaltung bestimmt die Genauigkeit der Ergebnisse durchzuführen. Im Zweifelsfall sind die Brauchbarkeit des Netzes und die Größe der Finiten Elemente durch Empfindlichkeitsprüfungen (gegebenenfalls mit anschließender Verfeinerung) nachzuweisen.

(2) Die FE-Modellierung darf durchgeführt werden für

- ein Bauteil als Ganzes;
- eine Substruktur als Teil des Bauteils.

ANMERKUNG Ein Beispiel für ein Bauteil könnte der Steg oder das druckbeanspruchte Bodenblech eines Kastenträgers im Stützenbereich eines Durchlaufträgers sein. Ein Beispiel für eine Substruktur könnte ein Einzelfeld des Bodenblechs sein, das unter zweiachsialer Belastung steht.

(3) Die geometrischen und mechanischen Bedingungen für Lagerung, Koppelbedingungen und Einzelheiten der Lasteinleitung sind in der Regel so zu wählen, dass realistische oder auf der sicheren Seite liegende Resultate erzielt werden.

(4) Die Abmessungen sind in der Regel mit den Nennwerten zu modellieren.

(5) Sind Imperfektionen vorzusehen, so gelten für diese in der Regel die Form und die Amplituden gemäß C.5.

(6) Die Werkstoffeigenschaften sind in der Regel unter Beachtung von C.6(2) zu wählen.

C.4 Wahl des Programms und Dokumentation

(1) Das Programm muss für die Aufgabe geeignet und erwiesenermaßen zuverlässig sein.

ANMERKUNG Die Zuverlässigkeit kann durch geeignete Prüfberechnungen (benchmark tests) nachgewiesen werden.

(2) Netzgestaltung, Belastung, Randbedingungen und andere Eingaben sind in der Regel ebenso wie die Resultate nachprüfbar zu dokumentieren, so dass sie von unabhängigen Drittstellen reproduziert werden können.

C.5 Ansatz von Imperfektionen

(1) Bei FE-Berechnungen verwendete Imperfektionen sollten in der Regel sowohl geometrische als auch strukturelle Imperfektionen (Eigenspannungen) enthalten.

(2) Sind keine genaueren getrennten Ansätze von geometrischen und strukturellen Imperfektionen möglich, dürfen geometrische Ersatzimperfektionen verwendet werden.

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

ANMERKUNG 1 Geometrische Imperfektionen dürfen mit der Form der modalen Beulfigur angesetzt werden. Der nationale Anhang darf die zugehörigen Amplituden festlegen. Ein Wert entsprechend 80 % der geometrischen Fertigungstoleranzen wird empfohlen.

ANMERKUNG 2 Strukturelle Imperfektionen in Form von Eigenspannungen dürfen mit einer Eigenspannungsverteilung angesetzt werden, deren Verlauf und Amplitude im Mittel aus dem Fertigungsablauf erwartet werden können.

(3) Die Richtung der Imperfektionen ist in der Regel so anzusetzen, dass die niedrigste Beanspruchbarkeit erzielt wird.

(4) Für geometrische Ersatzimperfektionen dürfen die Ansätze in Tabelle C.2 und Bild C.1 angewendet werden.

Tabelle C.2 — Geometrische Ersatzimperfektionen

Imperfektionsansatz	Bauteil	Form	Amplitude
global	Bauteil der Länge ℓ	Bogen	siehe EN 1993-1-1, Tabelle 5.1
global	Längssteife der Länge a	Bogen	$\min(a/400, b/400)$
lokal	Teilfeld oder Einzelfeld mit kurzer Länge a oder b	Beulform	$\min(a/200, b/200)$
lokal	Verdrehung von Steifen und Flanschen	Bogen	1/50

zurückgezogen

DIN EN 1993-1-5:2017-07

EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

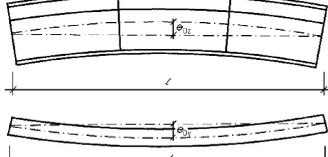
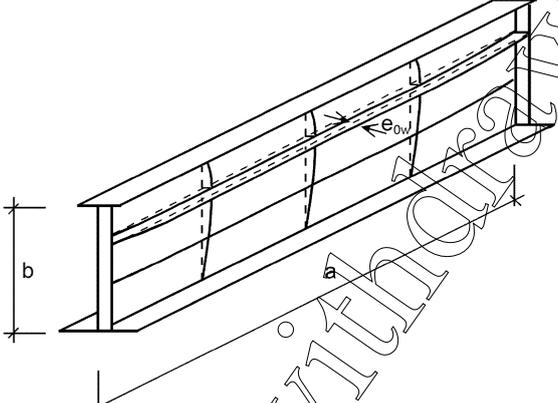
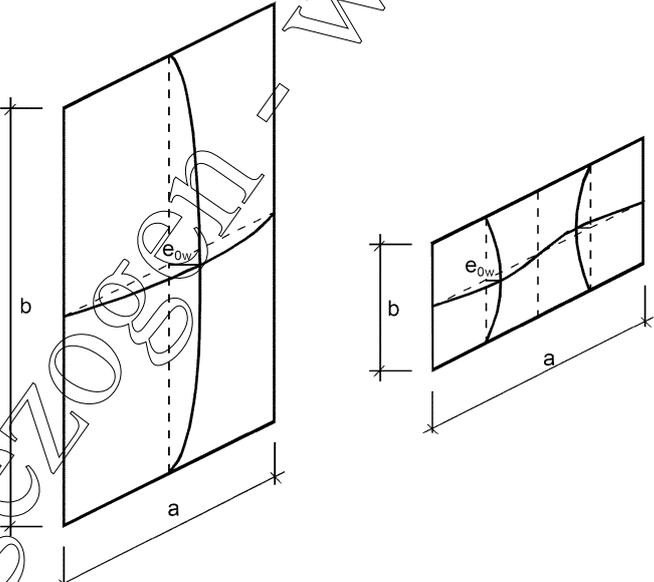
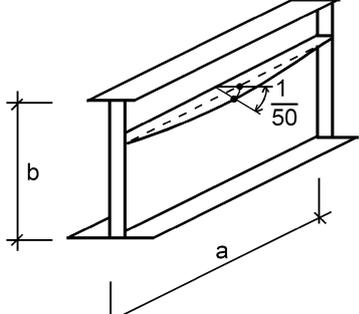
Imperfektionsansatz	Bauteil
global, Bauteil der Länge ℓ	
global, Längssteife der Länge a	
lokal, Teilfeld oder Einzelfeld	
lokal, Verdrehung von Steifen oder Flanschen	

Bild C.1 — Modellierung geometrischer Ersatzimperfektionen

(5) Bei Betrachtung des Zusammenwirkens verschiedener Imperfektionen ist in der Regel eine Leitimperfektion zu wählen; die Begleitimperfektionen dürfen auf 70 % abgemindert werden.

ANMERKUNG 1 Jede der Imperfektionen in Tabelle C.2 ist in der Regel als Leitimperfektion und die verbleibenden sind als Begleitimperfektionen anzusetzen.

ANMERKUNG 2 Geometrische Ersatzimperfektionen dürfen auch durch entsprechende Störlasten abgebildet werden.

C.6 Werkstoffeigenschaften

(1) Werkstoffeigenschaften sind in der Regel mit charakteristischen Werten anzusetzen.

(2) Abhängig von der gewünschten Genauigkeit und der Größe der erwarteten Dehnungen dürfen folgende Näherungen für das Werkstoffverhalten verwendet werden, siehe Bild C.2:

- a) elastisch-plastisch ohne Wiederverfestigung;
- b) elastisch-plastisch mit Pseudowiederverfestigung;
- c) elastisch-plastisch mit linearer Wiederverfestigung;
- d) wahre Spannungs-Dehnungs-Kurve, die aus der technischen Spannungs-Dehnungs-Kurve wie folgt ermittelt wird:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{true}} &= \sigma (1 + \varepsilon) \\ \varepsilon_{\text{true}} &= \ln(1 + \varepsilon)\end{aligned}\tag{C.1}$$

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

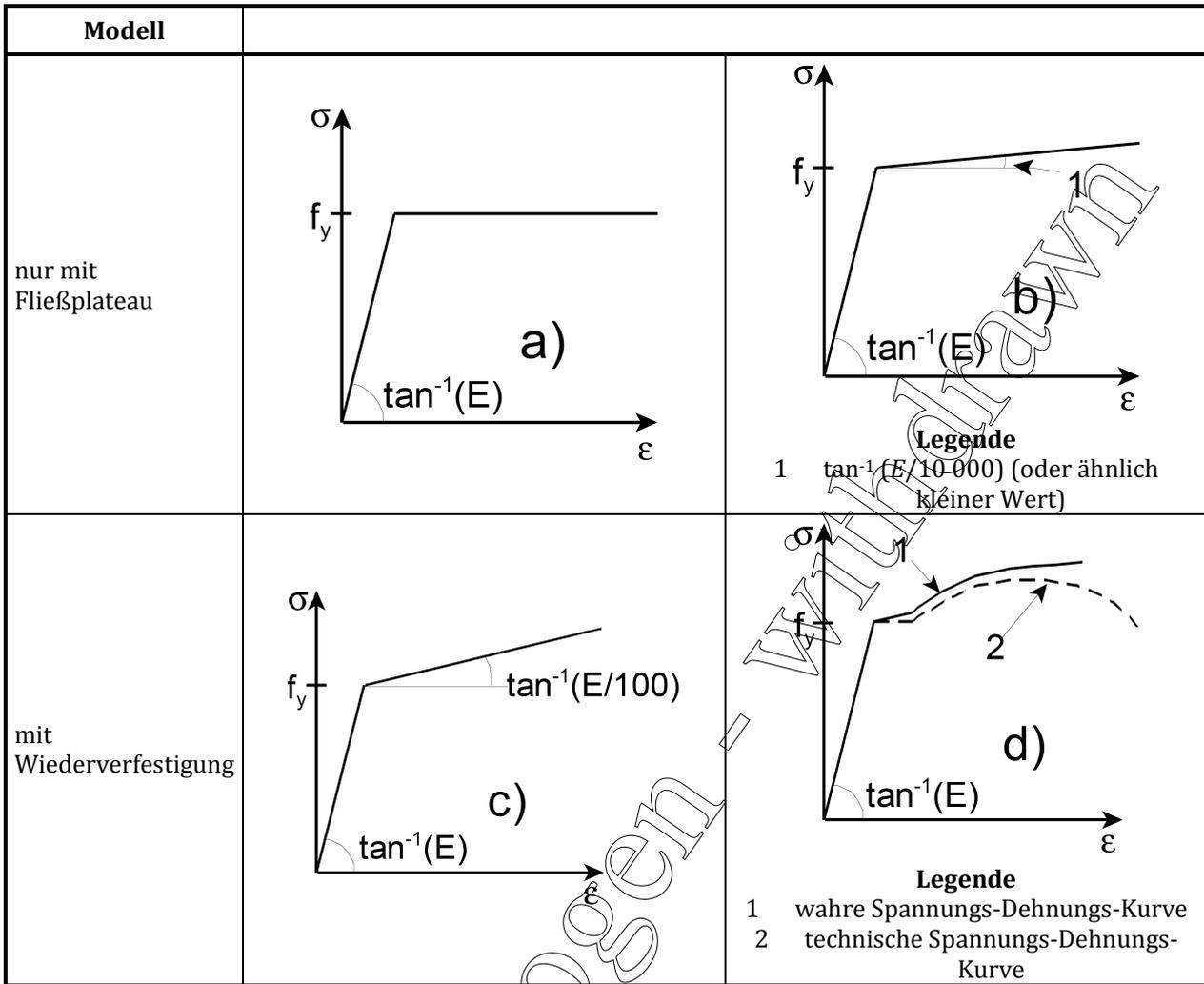


Bild C.2 — Modellierung des Werkstoffverhaltens

ANMERKUNG Für den Elastizitätsmodul im elastischen Bereich ist der Nennwert maßgebend.

C.7 Belastungen

(1) Die anzusetzenden Lasten sollten in der Regel die maßgebenden Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsfaktoren enthalten. Für schrittweise Berechnungen darf ein einziger Lasterhöhungsfaktor α verwendet werden.

C.8 Kriterien für den Grenzzustand

(1) Folgende Kriterien für Grenzzustände sind in der Regel zu verwenden:

1. Für Bauteile mit Plattenbeulen:

Erreichen des Maximums der Last-Verformungskurve.

2. Für Bereiche unter Zugbeanspruchungen:

Erreichen eines Maximalwertes der Hauptmembrandehnung.

ANMERKUNG 1 Der Maximalwert der Hauptmembrandehnung darf im nationalen Anhang festgelegt werden; es wird ein Wert von 5 % empfohlen.

ANMERKUNG 2 Andere Kriterien dürfen verwendet werden (z. B. Erreichen eines Fließkriteriums oder Begrenzung der Fließzone).

C.9 Teilsicherheitsbeiwerte

(1) Der ermittelte Lasterhöhungsfaktor α_w , mit dem der Grenzzustand erreicht wird, soll ausreichend zuverlässig sein.

(2) Der erforderliche Lasterhöhungsfaktor α_u besteht in der Regel aus zwei Anteilen:

1. α_1 zur Abdeckung der Modellunsicherheit bei der Modellierung mit Finiten Elementen; α_1 ist in der Regel aus der Auswertung geeigneter Versuche zu ermitteln, siehe EN 1990, Anhang D;
2. α_2 zur Abdeckung von Ungenauigkeiten des Belastungs- und des Widerstandsmodells. α_2 darf mit γ_{M1} angesetzt werden, wenn der Verlust der Stabilität maßgebend ist, und mit γ_{M2} , wenn Werkstoffversagen zu erwarten ist.

(3) Der Nachweis ist in der Regel mit

$$\alpha_u > \alpha_1 \alpha_2 \quad (\text{C.2})$$

zu führen.

ANMERKUNG Der nationale Anhang darf Hinweise zur Festlegung von γ_{M1} und γ_{M2} geben. Es wird empfohlen, die Zahlenwerte für γ_{M1} und γ_{M2} in den entsprechenden Teilen der EN 1993 anzuwenden.

DIN EN 1993-1-5:2017-07

EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Anhang D (informativ)

Bauteile mit profilierten Stegblechen

D.1 Allgemeines

(1) Die Bemessungsregeln in Anhang D gelten für Bauteile mit trapezförmig oder sinusförmig profilierten Stegblechen und Blechgurten nach Bild D.1.

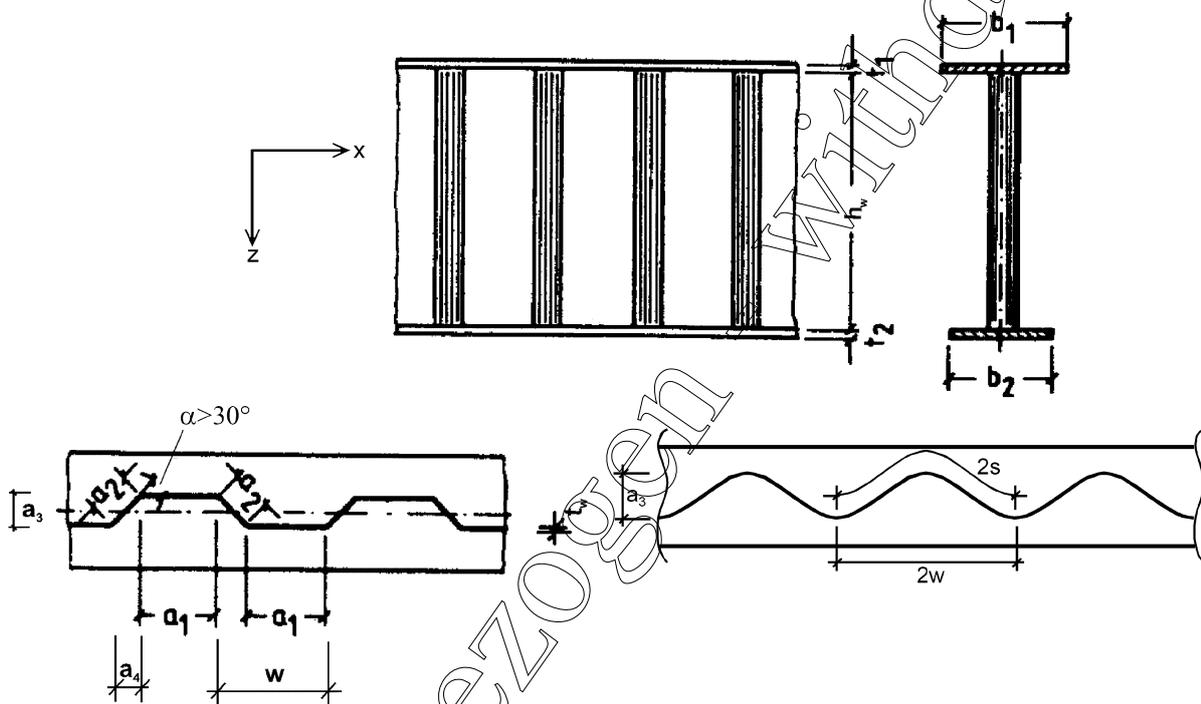


Bild D.1 — Bezeichnungen

D.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

D.2.1 Momententragfähigkeit

(1) Die Beanspruchbarkeit für Biegemomente $\langle \text{AC} \rangle M_{y,Rd}$ ist in der Regel wie folgt zu ermitteln:

$\langle \text{AC} \rangle$

$$M_{y,Rd} = \min \left\{ \underbrace{\frac{b_2 t_2 f_{yf,r}}{\gamma_{M0}} \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right)}_{\text{Zuggurt}}; \underbrace{\frac{b_1 t_1 f_{yf,r}}{\gamma_{M0}} \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right)}_{\text{Druckgurt}}; \underbrace{\frac{b_1 t_1 \chi f_{yf}}{\gamma_{M1}} \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right)}_{\text{Druckgurt}} \right\} \quad \langle \text{AC} \rangle (D.1)$$

Dabei ist

$f_{yf,r}$ die aufgrund der Querbiegemomente in den Gurten wie folgt abgeminderte Fließgrenze:

$$f_{yf,r} = f_{yf} f_T$$

$$f_T = 1 - 0,4 \sqrt{\frac{\sigma_x(M_z)}{\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}}}$$

$\sigma_x(M_z)$ die durch Querbiegemomente hervorgerufene Spannung im Gurt;

χ der Abminderungsbeiwert für Biegeknicken senkrecht zur Systemebene nach EN 1993-1-1, 6.3.

ANMERKUNG 1 Das Querbiegemoment M_z kann aus der Einleitung des Schubflusses vom Steg in die Gurte nach Bild D.2 herrühren.

ANMERKUNG 2 Bei sinusförmig profilierte Stegblechen ist $f_T = 1,0$.

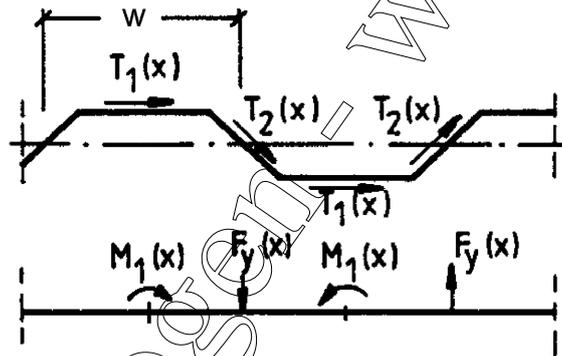


Bild D.2 — Querlasten infolge Einleitung des Schubflusses in die Gurte

(2) Die wirksame Fläche des Druckflansches ist in der Regel nach 4.4(1) zu bestimmen; hierzu ist der größere Wert des Schlankheitsgrades λ_p , siehe 4.4(2), zu verwenden. Der Beulwert k_σ ergibt sich wie folgt, wobei der größere Wert AC aus a) and b) AC zu verwenden ist:

a)

$$k_\sigma = 0,43 + \left(\frac{b}{a}\right)^2 \tag{D.2}$$

Dabei ist

b die Breite des einseitig gestützten Gurtblechs von der Schweißnahtwurzel bis zum freien Ende;

$$a = a_1 + 2 a_4$$

b)

$$k_\sigma = 0,60 \tag{D.3}$$

AC gestrichener Text AC

DIN EN 1993-1-5:2017-07
EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 (D)

D.2.2 Schubtragfähigkeit

(1) Die Schubtragfähigkeit $V_{bw,Rd}$ ist in der Regel wie folgt zu bestimmen:

AC

$$V_{bw,Rd} = \chi_c \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w \quad (D.4)$$

Dabei ist

χ_c der kleinere Wert der Abminderungsbeiwerte aus lokalem Plattenbeulen $\chi_{c,\ell}$ (siehe (2)) und Knicken $\chi_{c,g}$ (siehe (3)) ist.

(2) Der Abminderungsbeiwert $\chi_{c,\ell}$ für lokales Plattenbeulen ist in der Regel wie folgt zu ermitteln:

$$\chi_{c,\ell} = \frac{1,15}{0,9 + \bar{\lambda}_{c,\ell}} \leq 1,0 \quad (D.5)$$

mit

AC

$$\bar{\lambda}_{c,\ell} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr,\ell} \sqrt{3}}} \quad (D.6)$$

$$\tau_{cr,\ell} = 4,83 E \left[\frac{t_w}{a_{\max}} \right]^2 \quad (D.7)$$

a_{\max} ist der größere Wert von a_1 und a_2 .

ANMERKUNG Der nationale Anhang darf Hinweise zur Bestimmung von $\tau_{cr,\ell}$ und $\chi_{c,\ell}$ für sinusförmig profilierte Stegbleche geben. Die Verwendung der folgenden Gleichung wird empfohlen:

$$\tau_{cr,1} = \left(5,34 + \frac{a_3 s}{h_w t_w} \right) \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{s} \right)^2$$

Dabei ist

w die Länge der Projektion einer halben Welle, siehe Bild D.1;

s die abgewickelte Länge einer halben Welle, siehe Bild D.1.

(3) Der Abminderungsbeiwert $\chi_{c,g}$ für Knicken ist in der Regel wie folgt zu berechnen:

$$\chi_{c,g} = \frac{1,5}{0,5 + \bar{\lambda}_{c,g}} \leq 1,0 \quad (D.8)$$

Dabei ist

AC

$$\bar{\lambda}_{c,g} = \frac{f_{yw}}{\sqrt{\tau_{cr,g} \sqrt{3}}} \quad \text{AC (D.9)}$$

$$\tau_{cr,g} = \frac{32,4}{t_w h_w^2} \sqrt[4]{D_x D_z^3} \quad \text{(D.10)}$$

$$D_x = \frac{E t^3}{12(1 - \nu^2)} \frac{w}{s}$$

$$D_z = \frac{E I_z}{w}$$

I_z das Flächenträgheitsmoment eines Profilierungsabschnittes der Länge w , siehe Bild D.1.

ANMERKUNG 1 Die Werte s und I_z werden für die wirkliche Form der Profilierung ermittelt.

ANMERKUNG 2 Gleichung (D.10) gilt für Bleche unter der Annahme gelenkiger Randlagerung.

D.2.3 Anforderungen an Endsteifen

(1) Endsteifen sind in der Regel nach Abschnitt 9 zu bemessen.

Anhang E (normativ)

Alternative Methoden zur Bestimmung wirksamer Querschnitte

E.1 Wirksame Querschnittsflächen für Spannungen unterhalb der Streckgrenze

(1) Als Alternative zum Vorgehen nach 4.4(2) dürfen folgende Gleichungen zur Ermittlung wirksamer Flächen für Spannungen unterhalb der Streckgrenze angewendet werden:

a) für zweiseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile:

$$\rho = \frac{1 - 0,055(3 + \psi)/\bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)} \leq 1,0 \quad (E.1)$$

b) für einseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile:

$$\rho = \frac{1 - 0,188/\bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)} \leq 1,0 \quad (E.2)$$

Die Bezeichnungen sind in 4.4(2) und 4.4(4) angegeben. Der Einfluss knickstabähnlichen Verhaltens ist bei der Berechnung der Tragfähigkeit nach 4.4(5) zu berücksichtigen.

E.2 Wirksame Querschnittsflächen für die Steifigkeit

(1) Zur Bestimmung wirksamer Querschnittsflächen für die Steifigkeit darf der Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{p,ser}$ für die Gebrauchstauglichkeit wie folgt ermittelt werden:

$$\bar{\lambda}_{p,ser} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed,ser}}{f_y}} \quad (E.3)$$

Dabei ist

$\sigma_{com,Ed,ser}$ die größte Druckspannung (berechnet für den wirksamen Querschnitt) im betrachteten Querschnittsteil unter Lasten im Gebrauchtauglichkeitszustand.

(2) Das Flächenträgheitsmoment darf durch eine Interpolation der Bruttoquerschnittsfläche und der wirksamen Querschnittsfläche unter der entsprechenden Lastkombination wie folgt angenommen werden:

$$I_{eff} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma_{com,Ed,ser}} \left(I_{gr} - I_{eff}(\sigma_{com,Ed,ser}) \right) \quad (E.4)$$

Dabei ist

I_{gr} das Flächenträgheitsmoment des Bruttoquerschnitts;

σ_{gr} die größte am Bruttoquerschnitt ermittelte Biegespannung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit;

$I_{eff}(\sigma_{com,Ed,ser})$ das für den wirksamen Querschnitt ermittelte Flächenträgheitsmoment; der wirksame Querschnitt wird nach (E.1) für die größte Spannung innerhalb der betrachteten Bauteillänge $\sigma_{com,Ed,ser} \geq \sigma_{gr}$ ermittelt.

(3) Das wirksame Flächenträgheitsmoment I_{eff} darf veränderlich entsprechend dem Spannungszustand entlang des Bauteils angenommen werden. Alternativ darf I_{eff} als konstant entlang des Bauteils, berechnet für das größte einwirkende positive Biegemoment unter Gebrauchtauglichkeitslasten, angesetzt werden.

(4) Die Berechnung erfordert ein iteratives Vorgehen. Auf der sicheren Seite darf die Berechnung jedoch in einem Schritt für eine Spannung größer oder gleich $\sigma_{\text{com,Ed,ser}}$ durchgeführt werden.

zurückgezogen - withdrawn

DIN EN 1993-1-5/NA

ICS 91.010.30; 91.080.13

Ersatz für
DIN EN 1993-1-5/NA:2016-04**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –
Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 3: Design of steel structures –
Part 1-5: Plated structural elements

Annexe Nationale –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 3: Calcul des structures en acier –
Partie 1-5: Plaques planes

Gesamtumfang 10 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1993-1-5/NA:2018-11

Inhalt

Seite

Vorwort	3
NA 1 Anwendungsbereich.....	4
NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von \square_{A1} DIN EN 1993-1-5:2017-07 \square_{A1}	4
NA 2.1 Allgemeines	4
NA 2.2 Nationale Festlegungen	5
NDP zu 2.2(5) Anmerkung 1.....	5
NDP zu 3.3(1) Anmerkung 1.....	5
NDP zu 4.3(6) Anmerkung.....	5
NCI zu 4.4(6)	5
NCI zu 4.5.1(3).....	5
\square_{A1} NCI zu 4.5.2(1).....	5
NDP zu 5.1(2) Anmerkung 2	5
NCI zu 5.3(2)	5
NCI zu 5.3(3)	6
NCI zu 5.3(4)	6
NDP zu 6.4(2) Anmerkung.....	6
NCI zu 7	7
NDP zu 8(2) Anmerkung	7
NDP zu 9.1(1) Anmerkung.....	7
NDP zu 9.2.1(9) Anmerkung.....	7
NDP zu 10(1) Anmerkung 2	7
NDP zu 10(5) Anmerkung.....	7
NCI zu Anhang A	8
NCI zu Anhang B	8
NCI zu Anhang C.....	8
NDP zu C.2(1) Anmerkung.....	8
NDP zu C.5(2).....	8
Zu Anmerkung 1:	8
NDP zu C.8(1) Anmerkung 1	8
NCI zu C.9(2)	8
NDP zu C.9(3) Anmerkung.....	8
NCI zu Anhang D	8
NDP zu D.2.2(2) Anmerkung.....	9
NCI Literaturhinweise.....	10

Vorwort

Dieses Dokument wurde vom NA 005-08-16 AA „Tragwerksbemessung“ (SpA zu CEN/TC 250/SC 3) im DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau) erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu **A1** DIN EN 1993-1-5:2017-07 **A1**, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile*.

Die Europäische Norm EN 1993-1-5 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: *Nationally determined parameters*, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von **A1** DIN EN 1993-1-5:2017-07 **A1** (en: *non-contradictory complementary information*, NCI).

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von **A1** DIN EN 1993-1-5:2017-07 **A1**.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Elemente dieses Dokuments Patentrechte berühren können. Das DIN ist nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1993-1-5/NA:2016-04 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) ein NCI zu 4.5.2(1) wurde ergänzt,
- b) das NCI zu 6.5(3) und ein Teil des NDP zu 10(5) wurden gestrichen, da diese Inhalte durch die Änderung von DIN EN 1993-1-5 in 2017 bereits berücksichtigt wurden.

Frühere Ausgaben

DIN 1050: 1934-08, 1937xxxx-07, 1946-10, 1957x-12, 1968-06

DIN 1073: 1928-04, 1931-09, 1941-01, 1974-07

DIN 1073 Beiblatt: 1974-07

DIN 1079: 1938-01, 1938-11, 1970-09

DIN 4100: 1931-05, 1933-07, 1934xxxx-08, 1956-12, 1968-12

DIN 4101: 1937xxx-07, 1974-07

DIN 4114-1: 1952xx-07

DIN 4114-2: 1952-07, 1953x-02

DIN 18800-1: 1981-03, 1990-11, 2008-11

DIN 18800-1/A1: 1996-02

DIN 18800-2: 1990-11, 2008-11

DIN 18800-2/A1: 1996-02

DIN 18800-3: 1990-11, 2008-11

DIN 18800-3/A1: 1996-02

DIN EN 1993-1-5/NA: 2010-12, 2016-04

DIN EN 1993-1-5/NA:2018-11**NA 1 Anwendungsbereich**

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für den Entwurf und die Berechnung von aus ebenen Blechen zusammengesetzten und in ihrer Ebene belasteten Bauteilen mit oder ohne Steifen, die bei der Anwendung von $\overline{A_1}$ DIN EN 1993-1-5:2017-07 $\overline{A_1}$ in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit $\overline{A_1}$ DIN EN 1993-1-5:2017-07 $\overline{A_1}$.

NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von $\overline{A_1}$ DIN EN 1993-1-5:2017-07 $\overline{A_1}$ **NA 2.1 Allgemeines**

$\overline{A_1}$ DIN EN 1993-1-5:2017-07 $\overline{A_1}$ weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (en: *Nationally determined parameters, NDP*):

- | | |
|----------------------|----------------------|
| — 2.2(5) Anmerkung 1 | — 10(1) Anmerkung 2 |
| — 3.3(1) Anmerkung 1 | — 10(5) Anmerkung |
| — 4.3(6) Anmerkung | — C.2(1) Anmerkung |
| — 5.1(2) Anmerkung 2 | — C.5(2) |
| — 6.4(2) Anmerkung | — C.8(1) Anmerkung 1 |
| — 8(2) Anmerkung | — C.9(3) Anmerkung |
| — 9.1(1) Anmerkung | — D.2.2(2) Anmerkung |
| — 9.2.1(9) Anmerkung | |

Darüber hinaus enthält NA 2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von $\overline{A_1}$ DIN EN 1993-1-5:2017-07 $\overline{A_1}$. Diese sind durch ein vorangestelltes „NCI“ (en: *non-contradictory complementary information*) gekennzeichnet.

- | | |
|--|---------------------|
| — 4.4(6) | — Anhang A |
| — 4.5.1(3) | — Anhang B |
| — $\overline{A_1}$ 4.5.2(1) $\overline{A_1}$ | — Anhang C |
| — 5.3(2) | — C.9(2) |
| — 5.3(3) | — Anhang D |
| — 5.3(4) | — Literaturhinweise |
| — 7 | |

NA 2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von $\boxed{A1}$ DIN EN 1993-1-5:2017-07 $\boxed{A1}$ bzw. ergänzt diese.

ANMERKUNG Bemessungshilfen für die Anwendung von DIN EN 1993-1-5 sind [1] bis [4] zu entnehmen.

NDP zu 2.2(5) Anmerkung 1

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 3.3(1) Anmerkung 1

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 4.3(6) Anmerkung

Es gilt die Empfehlung.

NCI zu 4.4(6)

Die Randbedingungen zur Bestimmung der elastischen kritischen Beul- und Knickspannung bei plattenartigem bzw. knickstabähnlichem Verhalten müssen identisch sein.

NCI zu 4.5.1(3)

Längssteifen mit Steifenquerschnitten, deren Steifigkeit $\gamma < 25$ ist (γ nach DIN EN 1993-1-5:2017-07, Anhang A), sind zu vernachlässigen.

$\boxed{A1}$ NCI zu 4.5.2(1)

Am Ende dieses Abschnittes ist eine Erklärung für $\sigma_{cr,p}$ zu ergänzen:

„ $\sigma_{cr,p}$ ist die kritische elastische Beulspannung, berechnet ohne Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von geschlossenen Längssteifen.“ 1) $\boxed{A1}$

NDP zu 5.1(2) Anmerkung 2

Für den Hochbau gilt die Empfehlung.

Für den Brückenbau und ähnliche Anwendungsbereiche ist $\eta = 1,0$ anzusetzen.

NCI zu 5.3(2)

Für schubbeanspruchte Beulfelder mit geschlossenen Längssteifen, die an die Auflager- bzw. Vertikalsteife angeschlossen sind, darf stets eine starre Auflagersteife angenommen werden.

1) Diese Änderung von EN 1993-1-5:2006 wird auch auf europäischer Ebene in Kürze umgesetzt.

DIN EN 1993-1-5/NA:2018-11**NCI zu 5.3(3)**

Bei der Ermittlung der kritischen Beulspannung τ_{cr} von Beulfeldern ohne Längssteifen muss als Randbedingung „gelenkige Lagerung“ angenommen werden.

NCI zu 5.3(4)

Durch die hohe Torsionssteifigkeit geschlossener Längssteifen ist eine Abminderung des Flächenträgheitsmoments der Steifen auf 1/3 seines wirklichen Wertes nicht erforderlich.

NDP zu 6.4(2) Anmerkung

Für Stege mit Längssteifen darf folgendes Vorgehen angewendet werden:

(1) Die Ersatzverzweigungslast F_{cr} ermittelt sich wie folgt:

$$F_{cr} = \frac{F_{cr,1} \cdot F_{cr,2}}{F_{cr,1} + F_{cr,2}} \quad (\text{NA.1})$$

mit

$$F_{cr,1} = k_{F,1} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \quad (\text{NA.2})$$

$$F_{cr,2} = k_{F,2} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{t_w^3}{b_1} \quad (\text{NA.3})$$

und

$$k_{F,1} = k_F \quad \text{nach } \boxed{\text{A1}} \text{ DIN EN 1993-1-5:2017-07 } \boxed{\text{A1}}, \text{ Gleichung (6.6)} \quad (\text{NA.4})$$

$$k_{F,2} = \left[0,8 \cdot \left(\frac{s_s + 2 \cdot t_f}{a} \right) + 0,6 \right] \cdot \left(\frac{a}{b_1} \right)^{0,6 \cdot \left(\frac{s_s + 2 \cdot t_f}{a} \right) + 0,5} \quad (\text{NA.5})$$

(2) Der Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_F$ bestimmt sich mit $m_2 = 0$ nach $\boxed{\text{A1}}$ DIN EN 1993-1-5:2017-07 $\boxed{\text{A1}}$, Gleichung (6.4).

(3) Der Abminderungsfaktor χ_F für Stege mit Längssteifen und Lasteinleitungstyp (a) ermittelt sich zu:

$$\chi_F = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_F}} \leq 1,0 \quad \text{mit } \phi = 0,5(1 + 0,21(\bar{\lambda}_F - 0,80) + \bar{\lambda}_F) \quad (\text{NA.6})$$

$\boxed{\text{A1}}$ gestrichener Text $\boxed{\text{A1}}$

NCI zu 7

Bei gemeinsamer Wirkung von Querbelaugung an den Längsrändern sowie Querkraft und/oder Biegemoment ist die Beanspruchbarkeit, zusätzlich zu den Einzelnachweisen, mit der folgenden Interaktionsbeziehung zu prüfen:

$$\bar{\eta}_1^{3,6} + \left[\bar{\eta}_3 \cdot \left(1 - \frac{F_{Ed}}{2 \cdot V_{Ed}} \right) \right]^{1,6} + \eta_2 \leq 1,0 \quad (\text{NA.7})$$

mit:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}};$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}.$$

NDP zu 8(2) Anmerkung

Keine weiteren Informationen.

NDP zu 9.1(1) Anmerkung

Keine weiteren Anforderungen.

NDP zu 9.2.1(9) Anmerkung

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 10(1) Anmerkung 2

Die Methode der reduzierten Spannungen muss für Gebrauchstauglichkeitsnachweise verwendet werden, wenn diese gefordert sind. Sie darf auch für Tragfähigkeitsnachweise angewendet werden.

Es gilt die Annahme gelenkig gelagerter Ränder.

NDP zu 10(5) Anmerkung

Weitere Informationen zur Anwendung von $\boxed{A_1}$ DIN EN 1993-1-5:2017-07 $\boxed{A_1}$, Abschnitt 10 sind in Abschnitt 4 aus [2] enthalten.

Es gilt die Empfehlung, dass beim Auftreten von Zug- und Druckspannungen in einem Blechfeld, Gleichungen (10.4) und (10.5) lediglich auf die unter Druckbeanspruchung stehenden Querschnittsteile anzuwenden sind.

Für die Querbelaugung ist folgende Beulkurve mit $\alpha_p = 0,34$ und $\bar{\lambda}_0 = 0,80$ anzuwenden:

$$\rho_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_p}} \leq 1,0 \quad \text{mit } \phi = 0,5(1 + \alpha_p(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}_p) \quad (\text{NA.8})$$

$\boxed{A_1}$ Für den Fall biaxialen Drucks ist DIN EN 1993-1-5:2017-07, Gleichung (10.5a) anzuwenden. $\boxed{A_1}$

DIN EN 1993-1-5/NA:2018-11

NCI zu Anhang A

Der Anhang A in **A1** DIN EN 1993-1-5:2017-07 **A1** gilt informativ.

NCI zu Anhang B

Der Anhang B in **A1** DIN EN 1993-1-5:2017-07 **A1** gilt normativ.

NCI zu Anhang C

Der Anhang C in **A1** DIN EN 1993-1-5:2017-07 **A1** gilt normativ.

NDP zu C.2(1) Anmerkung

Es ist durch Vergleichsrechnungen nachzuweisen, dass das gewählte Finite-Element-Modell geeignet ist und mit den gewählten Ansätzen, z. B. für Randbedingungen, Imperfektionen und Beanspruchungen, eine ausreichende Genauigkeit erreicht wird.

NDP zu C.5(2)

Es gilt der umformulierte Text zu C.5(2):

(2) Anstelle der genaueren getrennten Ansätze von geometrischen und strukturellen Imperfektionen dürfen geometrische Ersatzimperfektionen verwendet werden.

Sind zur Festlegung von geometrischen oder strukturellen Imperfektionen Versuche oder gutachterliche Stellungnahmen erforderlich, sind die Festlegungen über einen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis zu treffen.

Zu Anmerkung 1:

Es gilt die Empfehlung, falls kein anderer Wert begründet wird.

NDP zu C.8(1) Anmerkung 1

Es gilt die Empfehlung, falls kein anderer Wert begründet wird.

NCI zu C.9(2)

Zum Text C.9(2):

α_1 ist mit 1,05 anzusetzen bei gleichzeitiger Verwendung von α_2 mit $\gamma_{M1} = 1,1$ oder $\gamma_{M2} = 1,25$, sofern keine genaueren Untersuchungen im Rahmen eines bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweises erfolgen.

NDP zu C.9(3) Anmerkung

Es gilt die Festlegung zu C.9(2).

NCI zu Anhang D

Der Anhang D in **A1** DIN EN 1993-1-5:2017-07 **A1** gilt normativ.

NDP zu D.2.2(2) Anmerkung

Für trapezförmig profilierte Stegbleche sind D_x und D_z wie folgt zu berechnen:

$$D_x = \frac{a_1 + a_3}{a_1 + a_2} \cdot \frac{E \cdot t_w^3}{12} \quad (\text{NA.9})$$

$$D_z = \frac{3 \cdot a_1 \cdot a_3^2 + \sqrt{2} \cdot a_3^3}{a_1 + a_3} \cdot \frac{E \cdot t_w}{12} \quad (\text{NA.10})$$

Für sinusförmig profilierte Stegbleche sind D_x und D_z wie folgt zu berechnen:

$$D_x = \frac{E \cdot t_w^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{w}{s} \quad (\text{NA.11})$$

$$D_z = \frac{E \cdot l_z}{w} \quad (\text{NA.12})$$

Der Nachweis des lokalen Beulens für Träger mit sinusförmig profilierten Stegblechen darf vernachlässigt werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind:

$$\frac{w}{a_3} \leq 2; \quad \frac{w}{t_w} \leq 52; \quad \frac{a_3}{t_w} \leq 27 \quad (\text{NA.13})$$

Für sinusförmig profilierte Stegbleche mit abweichenden Abmessungen ist Gleichung (D.7) als äquivalentes Trapezblechprofil anzuwenden.

DIN EN 1993-1-5/NA:2018-11

NCI

Literaturhinweise

- [1] Johansson, B.; Maquoi, R.; Sedlacek, G.; Müller, C.; Beg, D.: *Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 „Plated Structural Elements“*, 1st Edition, ECCS-JRC Report No. EUR 22898 EN, October 2007
- [2] Sedlacek, G.; Feldmann, M.; Kuhlmann, U.; Mensinger, M.; Naumes, J.; Müller, Ch.; Braun, B.; Ndogmo, J.: *Entwicklung und Aufbereitung wirtschaftlicher Bemessungsregeln für Stahl- und Verbundträger mit schlanken Stegblechen im Hoch- und Brückenbau*. DAST-Forschungsbericht, AiF-Projekt-Nr. 14771, 2008
- [3] Braun, B.; Kuhlmann, U.: *Bemessung und Konstruktion von aus Blechen zusammengesetzten Bauteilen nach DIN EN 1993-1-5*. In: *Stahlbau-Kalender 2009* (Hrsg. Ulrike Kuhlmann), Ernst & Sohn Verlag, 2009
- [4] Sedlacek, G.; Eisel, H.; Hensen, W.; Kühn, B.; Paschen, M.: *Leitfaden zum DIN-Fachbericht 103 — Stahlbrücken*. Ausgabe März 2003, Ernst & Sohn Verlag, 2004
- [5] Braun, B.: *Stability of steel plates under combined loading*. Dissertation, No. 2010-3, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2010

DIN EN 1993-4-1

ICS 65.040.20; 91.010.30; 91.080.13

Ersatz für
DIN EN 1993-4-1:2010-12**Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –
Teil 4-1: Silos;
Deutsche Fassung EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017**Eurocode 3: Design of steel structures –
Part 4-1: Silos;
German version EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017Eurocode 3: Calcul des structures en acier –
Partie 4-1: Silos;
Version allemande EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017

Gesamtumfang 127 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1993-4-1:2017-09

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017) wurde von CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Als deutsches Spiegelgremium ist der Arbeitsausschuss NA 005-08-16 AA „Tragwerksbemessung (SpA zu CEN/TC 250/SC 3, ISO/TC 167/SC 1)“ des DIN-Normenausschusses Bauwesen (NABau) zuständig.

Dieses Dokument enthält die Änderung 1, die vom CEN am 3. März 2017 angenommen wurde, sowie die Berichtigung 1.

Anfang und Ende der durch die Änderung und Berichtigung eingefügten oder geänderten Texte sind jeweils durch Änderungsmarken **A1** **A1** und **AC** **AC** angegeben.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1993-4-1:2010-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Änderung A1 wurde eingearbeitet.

Frühere Ausgaben

DIN 18914: 1985-09
DIN 18914 Beiblatt 1: 1985-09
DIN V ENV 1993-4-1: 2002-05
DIN EN 1993-4-1: 2007-07, 2010-12
DIN EN 1993-4-1 Berichtigung 1: 2009-09

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1993-4-1

Februar 2007

+ AC

April 2009

+ A1

Juni 2017

ICS 65.040.20; 91.010.30; 91.080.13

Ersatz für ENV 1993-4-1:1999

Deutsche Fassung

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 4-1: Silos

Eurocode 3: Design of steel structures —
Part 4-1: Silos

Eurocode 3: Calcul des structures en acier —
Partie 4-1: Silos

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 12. Juni 2006 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 22. April 2009 in Kraft und wurde in EN 1993-4-1:2007 eingearbeitet.

Die Änderung A1 modifiziert die Europäische Norm EN 1993-4-1:2007. Sie wurde vom CEN am 3. März 2017 angenommen.

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 CEN-CENELEC-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, der ehemaligen jugoslawischen Republik Mazedonien, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, Serbien, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, der Türkei, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



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

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

© 2017 CEN Alle Rechte der Verwertung, gleich in welcher Form und in welchem Verfahren, sind weltweit den nationalen Mitgliedern von CEN vorbehalten. Ref. Nr. EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 D

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Inhalt

	Seite
Europäisches Vorwort	6
Europäisches Vorwort der Änderung A1	10
1 Allgemeines	11
1.1 Anwendungsbereich.....	11
1.2 Normative Verweisungen	12
1.3 Annahmen	13
1.4 Unterscheidung zwischen Grundsätzen und Anwendungsregeln	13
1.5 Begriffe	13
1.6 In Teil 4-1 von Eurocode 3 verwendete Symbole	16
1.6.1 Lateinische Großbuchstaben	16
1.6.2 Lateinische Kleinbuchstaben	16
1.6.3 Griechische Buchstaben	17
1.6.4 Indizes.....	18
1.7 Vorzeichenvereinbarungen.....	19
1.7.1 Vereinbarungen für das globale Koordinatensystem für kreisrunde Silos	19
1.7.2 Vereinbarungen für das globale Koordinatensystem für rechteckige Silos	20
1.7.3 Vereinbarungen für die Koordinaten von Bauteilen in kreisrunden und rechteckigen Silos.....	21
1.7.4 Vereinbarungen für Schnittgrößen in kreisrunden und rechteckigen Silos	23
1.8 Einheiten.....	25
2 Grundlagen der Bemessung.....	25
2.1 Anforderungen	25
2.2 Differenzierung der Zuverlässigkeit	25
2.3 Grenzzustände	27
2.4 Einwirkungen und Umwelteinflüsse	27
2.4.1 Allgemeines	27
2.4.2 Windlast.....	27
2.4.3 Kombination von Schüttgutlasten mit anderen Einwirkungen.....	27
2.5 Werkstoffeigenschaften	27
2.6 Abmessungen.....	27
2.7 Modellierung des Silos zur Berechnung der Beanspruchungen	27
2.8 Versuchsgestützte Bemessung	28
2.9 Beanspruchungen für den Nachweis der Grenzzustände.....	28
2.9.1 Allgemeines	28
2.9.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	28
2.9.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.....	29
2.10 Dauerhaftigkeit	29
2.11 Feuerwiderstand	29
3 Werkstoffeigenschaften	29
3.1 Allgemeines	29
3.2 Baustähle	30
3.3 Nichtrostende Stähle	30
3.4 Spezielle legierte Stähle	30
3.5 Anforderungen an die Zähigkeit.....	31
4 Grundlagen für die statische Berechnung.....	31
4.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	31

4.1.1	Basis	31
4.1.2	Zu führende Nachweise	31
4.1.3	Ermüdung und zyklisches Plastizieren — Kurzzeitermüdung	31
4.1.4	Berücksichtigung von Korrosion und Abrasion	31
4.1.5	Berücksichtigung von Temperatureinflüssen	32
4.2	Berechnung des Schalentragswerks eines kreisrunden Silos	32
4.2.1	Modellierung der Tragwerksschale	32
4.2.2	Berechnungsmethoden	32
4.2.3	Geometrische Imperfektionen	34
4.3	Berechnung des Kastentragswerks eines rechteckigen Silos	35
4.3.1	Modellierung des Tragwerkskastens	35
4.3.2	Geometrische Imperfektionen	35
4.3.3	Berechnungsmethoden	36
4.4	Orthotrope Ersatzsteifigkeiten von profilierten Wandblechen	36
5	Bemessung von zylindrischen Wänden	39
5.1	Grundlagen	39
5.1.1	Allgemeines	39
5.1.2	Bemessung der Silowand	39
5.2	Unterscheidung zwischen verschiedenen Formen zylindrischer Schalen	40
5.3	Tragsicherheitsnachweise für zylindrische Silowände	40
5.3.1	Allgemeines	40
5.3.2	Isotrope, geschweißte oder geschraubte Wände	41
5.3.3	Isotrope Wände mit Vertikalsteifen	53
5.3.4	Horizontal profilierte Wände	56
5.3.5	Vertikal profilierte Wände mit Ringsteifen	67
5.4	Besondere Lagerungsbedingungen für zylindrische Silowände	68
5.4.1	Zylinderschalen mit voller Auflagerung am unteren Rand oder Lagerung auf einem Trägerrost	68
5.4.2	Zylinderschalen mit Zargenlagerung	68
5.4.3	Zylinderschalen mit eingebundenen Stützen	69
5.4.4	Zylinderschalen mit diskreter Auflagerung	69
5.4.5	Silos mit diskreter Auflagerung am Trichter	70
5.4.6	Zylindrische Silowände: Details für örtliche Auflager und Krafteinleitungsrippen	71
5.4.7	Verankerung an der Basis eines Silos	72
5.5	Detailausbildung von Öffnungen in zylindrischen Wänden	73
5.5.1	Allgemeines	73
5.5.2	Rechteckige Öffnungen	73
5.6	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	74
5.6.1	Grundlagen	74
5.6.2	Durchbiegungen	74
6	Bemessung von konischen Trichtern	75
6.1	Grundlagen	75
6.1.1	Allgemeines	75
6.1.2	Bemessung der Trichterwand	75
6.2	Unterscheidung zwischen verschiedenen Formen von Trichterschalen	76
6.3	Tragsicherheitsnachweis für konische Trichterwände	76
6.3.1	Allgemeines	76
6.3.2	Isotrope, unversteifte, geschweißte oder geschraubte Trichter	77
6.4	Angaben zu speziellen Trichterkonstruktionen	82
6.4.1	Unterstützungskonstruktion	82
6.4.2	Stützensgelagerte Trichter	82
6.4.3	Unsymmetrische Trichter	82
6.4.4	Versteifte Kegelschalen	83
6.4.5	Mehrfach-Kegelschalen	83

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

6.5	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.....	83
6.5.1	Grundlagen.....	83
6.5.2	Erschütterungen	83
7	Bemessung von kreisrunden konischen Dächern	84
7.1	Grundlagen.....	84
7.2	Unterscheidung zwischen verschiedenen Formen von Dachtragwerken	84
7.2.1	Begriffe	84
7.3	Tragsicherheitsnachweise für kreisrunde konische Silodächer	84
7.3.1	Schalendächer bzw. ungestützte Dächer	84
7.3.2	Gespärredächer bzw. gestützte Dächer.....	85
7.3.3	Traufkante (Knotenlinie zwischen Silodach und Siloschaft)	85
8	Bemessung von Abzweigungsringen und Auflagerringträgern.....	85
8.1	Grundlagen.....	85
8.1.1	Allgemeines	85
8.1.2	Bemessung des Ringes.....	85
8.1.3	Begriffe	86
8.1.4	Modellierung des Abzweigungsbereiches	86
8.1.5	Grenzen für die Ringanordnung.....	87
8.2	Berechnung des Abzweigungsbereiches.....	87
8.2.1	Allgemeines	87
8.2.2	Gleichmäßig unterstützte Abzweigungsbereiche.....	88
8.2.3	Ringträger an der Abzweigung.....	93
8.3	Tragwiderstände	96
8.3.1	Allgemeines	96
8.3.2	Widerstand gegen plastisches Versagen.....	96
8.3.3	Widerstand gegen Knicken innerhalb der Ringebene.....	97
8.3.4	Widerstand gegen Knicken aus der Ringebene heraus und gegen örtliches Beulen.....	98
8.4	Tragsicherheitsnachweise	100
8.4.1	Gleichmäßig unterstützte Abzweigungsbereiche.....	100
8.4.2	Ringträger an der Abzweigung.....	101
8.5	Angaben zur Auflageranordnung am Abzweigungsbereich	103
8.5.1	Zargengelagerte Abzweigungsbereiche	103
8.5.2	Stützengelagerte Abzweigungsbereiche und Ringträger.....	103
8.5.3	Basisring	103
9	Bemessung von rechteckigen und ebenwandigen Silos.....	103
9.1	Grundlagen.....	103
9.2	Klassifizierung der Tragwerksformen	104
9.2.1	Unversteifte Silos.....	104
9.2.2	Versteifte Silos	104
9.2.3	Silos mit Zugankern.....	104
9.3	Tragwiderstände von unversteiften vertikalen Wänden	105
9.4	Tragwiderstand von Silowänden aus versteiften und profilierten Platten	105
9.4.1	Allgemeines	105
9.4.2	Gesamtbiegung aus direkter Einwirkung des Schüttgutes	106
9.4.3	Membranbeanspruchung aus Querscheibenfunktion	107
9.4.4	Örtliche Biegung aus Schüttgut und/oder Ausrüstung.....	108
9.5	Silos mit innen liegenden Zugankern.....	108
9.5.1	Durch Schüttgutdruck verursachte Kräfte in innen liegenden Zugankern.....	108
9.5.2	Modellierung der Zuganker	110
9.5.3	Lastfälle für Zugankeranschlüsse.....	111
9.6	Tragsicherheit von pyramidischen Trichtern	111
9.7	Vertikale Steifen an Kastenwänden.....	113
9.8	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.....	113
9.8.1	Grundlagen.....	113

9.8.2	Durchbiegungen.....	114
Anhang A (informativ) Vereinfachte Regeln für kreisrunde Silos der Schadensfolgeklasse 1.....		
A.1	Einwirkungskombinationen für Schadensfolgeklasse 1.....	115
A.2	Ermittlung der Beanspruchungen.....	115
A.3	Tragsicherheitsnachweise	115
A.3.1	Allgemeines	115
A.3.2	Isotrope, geschweißte oder geschraubte, zylindrische Wände.....	115
A.3.3	Konische geschweißte Trichter	119
A.3.4	Abzweigung	120
Anhang B (informativ) Gleichungen für Membranspannungen in konischen Trichtern.....		
B.1	Konstanter Druck p_0 mit Wandreibung μp_0	122
B.2	Linear veränderlicher Druck (von p_1 an der Kegelspitze auf p_2 an der Abzweigung) mit Wandreibung μp	122
B.3	„Radiales Druckfeld“ mit dreieckiger Druckspitze („Switch“) an der Abzweigung	122
B.4	Wobei p_1 der Druck in Höhe h_1 oberhalb der Spitze und p_2 der Druck an der Abzweigung ist.Drücke nach verallgemeinerter Trichtertheorie	123
Anhang C (informativ) Winddruckverteilung über den Umfang kreisrunder Silos		
		124

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Europäisches Vorwort

Dieses Dokument (EN 1993-4-1:2007 + AC:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ 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 August 2007, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1993-4-1:1999.

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, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Hintergrund des Eurocode-Programms

Im Jahre 1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaften, für das Bauwesen ein Aktionsprogramm auf der Grundlage des Artikels 95 der Römischen Verträge durchzuführen. Die Ziele dieses Programms waren die Beseitigung technischer Handelshemmnisse und die Harmonisierung technischer Spezifikationen.

Im Rahmen dieses Aktionsprogramms 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 Lenkungsausschusses mit Vertretern der Mitgliedsländer die Entwicklung des Eurocode-Programms, das in den 80er Jahren des zwanzigsten Jahrhunderts zu der ersten Eurocode-Generation führte.

Im Jahre 1989 entschieden sich die Kommission und die Mitgliedsländer der Europäischen Union und der EFTA, die Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes über eine Reihe von Mandaten an CEN zu übertragen, damit diese den Status von Europäischen Normen (EN) erhielten. Grundlage war eine Vereinbarung¹ zwischen der Kommission und CEN. Dieser Schritt verknüpft die Eurocodes de facto mit den Regelungen der Richtlinien des Rates und mit den Kommissionsentscheidungen, die die Europäischen Normen behandeln (z. B. die Richtlinie des Rates 89/106/EWG zu Bauprodukten (Bauproduktenrichtlinie), die Richtlinien des Rates 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 eingeführt wurden).

Das Programm der Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau umfasst die folgenden Normen, die in der Regel aus mehreren Teilen bestehen:

EN 1990, *Eurocode: 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).

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 EN-Eurocodes 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 EFTA betrachten die Eurocodes als Bezugsdokumente für folgende Zwecke:

- als Mittel zum Nachweis der Übereinstimmung der Hoch- und Ingenieurbauten mit den wesentlichen Anforderungen der Richtlinie 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 dazu erforderlichen Ingenieurleistungen;
- als Rahmenbedingung für die Erstellung harmonisierter Technischer Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs).

Die Eurocodes haben, soweit sie sich auf die Bauwerke selbst beziehen, eine direkte Verbindung zu den Grundlagendokumenten², auf die in Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hingewiesen wird, wenn sie auch anderer Art sind als die harmonisierten Produktnormen³. Daher sind technische Gesichtspunkte, die sich aus den Eurocodes ergeben, von den Technischen Komitees des CEN und/oder den Arbeitsgruppen von EOTA, die an Produktnormen arbeiten, zu beachten, damit diese Technischen Spezifikationen mit den Eurocodes vollständig kompatibel sind.

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

2) Nach 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 ETAGs/ETAs zu schaffen.

3) Nach Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie muss das Grundlagendokument:

- a) die wesentlichen Anforderungen konkretisieren, indem die Begriffe und die technischen Grundlagen harmonisiert und, falls erforderlich, für jede Anforderung Klassen oder Stufen angegeben werden;
- b) Verfahren zur Verbindung dieser Klassen oder Stufen mit den Technischen Spezifikationen angeben, z. B. Berechnungs- oder Prüfverfahren, Entwurfsregeln usw.;
- c) als Bezugsdokument für die Erstellung harmonisierter Normen und Richtlinien für Europäische Technische Zulassungen dienen.

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

DIN EN 1993-4-1:2017-09 EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

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 Angaben zu den Parametern enthalten, die im Eurocode für nationale Entscheidungen offen gelassen wurden; diese national festzulegenden Parameter (en: Nationally Determined Parameters; NDP) gelten für die Tragwerksplanung von Hoch- und Ingenieurbauten in dem Land, in dem sie erstellt werden. Dazu gehören:

- Zahlenwerte und/oder Klassen, wo die Eurocodes Alternativen eröffnen;
- zu verwendende Zahlenwerte, wo die Eurocodes nur Symbole angeben;
- landesspezifische Daten (geographische, klimatische usw.), z. B. Schneekarten;
- die Vorgehensweise, wenn die Eurocodes mehrere Verfahren zur Wahl anbieten.

Darüber hinaus kann er Folgendes enthalten:

- Vorschriften zur Verwendung der informativen Anhänge,
- Hinweise zur Anwendung der Eurocodes, soweit diese die Eurocodes ergänzen und ihnen nicht widersprechen.

Verbindungen zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs)

Es besteht die Notwendigkeit, dass die harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte und die technischen Regelungen für die Tragwerksplanung⁴ konsistent sind. Insbesondere sollten alle Hinweise, die mit der CE-Kennzeichnung von Bauprodukten verbunden sind und die die Eurocodes in Bezug nehmen, klar erkennen lassen, welche national festzulegenden Parameter (NDP) zu Grunde liegen.

Zusätzliche Informationen zu EN 1993-4-1

EN 1993-4-1 enthält Hinweise für die Tragwerksplanung von Silos.

EN 1993-4-1 enthält Bemessungs- und Konstruktionsregeln, die die allgemeinen Regeln in den verschiedenen Teilen von EN 1993-1 ergänzen.

EN 1993-4-1 ist für die Anwendung durch Bauherren, Tragwerksplaner, Auftragnehmer und zuständige Behörden vorgesehen.

EN 1993-4-1 ist dazu vorgesehen, zusammen mit EN 1990, EN 1991-4 und den anderen Teilen von EN 1991, mit EN 1993-1-6 und EN 1993-4-2 und den anderen Teilen von EN 1993 sowie mit EN 1992 und den anderen Teilen von EN 1994 bis EN 1999 angewendet zu werden, soweit für die Bemessung und Konstruktion von Silos maßgeblich. Die in diesen Dokumenten bereits behandelten Aspekte werden nicht wiederholt.

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

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte und andere Zuverlässigkeitsparameter werden als Grundwerte empfohlen, die eine annehmbare Zuverlässigkeit sicherstellen. Sie gelten unter der Annahme angemessener handwerklicher Ausführung der Arbeiten und eines geeigneten Qualitätsmanagements.

Sicherheitsbeiwerte für Silos, die ‚Bauprodukte‘ sind (Werksfertigung), dürfen von den zuständigen Behörden festgelegt werden. Bei Anwendung auf Silos, die ‚Bauprodukte‘ sind, sind die in **AC** 2.9 **AC** angegebenen Beiwerte nur Richtwerte. Ihre Angabe dient der Darstellung des geeigneten Niveaus, das für eine mit anderen Bemessungen verträgliche Zuverlässigkeit benötigt wird.

Nationaler Anhang zu EN 1993-4-1

Diese Norm enthält alternative Verfahren, Werte und Empfehlungen zusammen mit Hinweisen, an welchen Stellen möglicherweise nationale Festlegungen getroffen werden müssen. Daher sollte die jeweilige nationale Ausgabe von EN 1993-4-1 einen Nationalen Anhang mit allen national festzulegenden Parametern enthalten, die für die Bemessung und Konstruktion von Hoch- und Ingenieurbauten, die in dem Ausgabeland gebaut werden sollen, erforderlich sind.

Nationale Festlegungen sind in den folgenden Abschnitten von EN 1993-4-1 vorgesehen:

- | | |
|---|-------------------------------------|
| — 2.2 (1); | — 5.5.2 (3); |
| — 2.2 (3); | — 5.6.2 (1) und (2); |
| — 2.9.2.2 (3); | — 6.1.2 (4); |
| — 3.4 (1); | — 6.3.2.3 (2) und (4); |
| — 4.1.4 (2) und (4); | — A1 6.3.2.7 (4) A1 ; |
| — 4.2.2.3 (6); | — 7.3.1 (4); |
| — 4.3.1 (6) und (8); | — 8.3.3 (4); |
| — 5.3.2.3 (3); | — 8.4.1 (6); |
| — 5.3.2.4 (10), (12) und (15); | — 8.4.2 (5); |
| — 5.3.2.5 (10) und (14); | — 8.5.3 (3); |
| — 5.3.2.6 (3) und (6); | — 9.5.1 (3) und (4); |
| — 5.3.2.8 (2); | — 9.5.2 (5); |
| — 5.3.3.5 (1) und (2); | — 9.8.2 (1) und (2); |
| — 5.3.4.3.2 (2); | — A.2 (1) und (2); |
| — 5.3.4.3.3 (2) und (5); | — A.3.2.1 (6); |
| — 5.3.4.3.4 (5); | — A.3.2.2 (6); |
| — 5.3.4.5 (3); | — A.3.2.3 (2); |
| — AC 5.4.4(2), (3)b) und (3)c) AC ; | — A.3.3 (1), (2) und (3); |
| — 5.4.7 (3); | — A.3.4 (4). |

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Europäisches Vorwort der Änderung A1

Dieses Dokument (EN 1993-4-1:2007/A1:2017) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Diese Änderung zur Europäischen Norm EN 1993-4-1:2007 muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Juni 2018, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis Juni 2018 zurückgezogen werden.

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

Dieses Dokument wurde unter einem Mandat erarbeitet, das die Europäische Kommission und die Europäische Freihandelszone dem CEN erteilt haben.

Entsprechend der CEN-CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, die ehemalige jugoslawische Republik Mazedonien, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, Schweiz, Serbien, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Türkei, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

(1) Der vorliegende Teil 4-1 des Eurocodes 3 enthält Grundsätze und Anwendungsregeln für die Tragwerksplanung von freistehenden oder unterstützten Stahlsilos mit kreisrundem oder rechteckigem Grundriss.

(2) Die in diesem Teil enthaltenen Bestimmungen ergänzen, ändern oder ersetzen die entsprechenden der in EN 1993-1 enthaltenen Bestimmungen.

(3) Dieser Teil behandelt nur die Anforderungen an Tragwiderstand und Stabilität von Stahlsilos. Zu sonstigen Anforderungen (z. B. an die Betriebssicherheit, Funktionstüchtigkeit, Herstellung und Montage, Qualitätskontrolle, Details wie Mannlöcher, Stutzen, Fülleinrichtungen, Austragsöffnungen, Feeder usw.) siehe die einschlägigen Normen.

(4) Bestimmungen für die speziellen Anforderungen der Bemessung gegen Erdbeben sind in EN 1998-4 enthalten, wo die Bestimmungen von Eurocode 3 spezifisch für diesen Zweck ergänzt oder angepasst werden.

(5) Die Bemessung von Unterstützungsstrukturen für Silos wird in EN 1993-1-1 behandelt. Zur Unterstützungsstruktur gehören alle Bauteile unterhalb des Unterflansches des untersten Siloringes, siehe Bild 1.1.

(6) Stahlbetonfundamente für Stahlsilos werden in EN 1992 und EN 1997 behandelt.

(7) Zahlenwerte der spezifischen Einwirkungen, die bei der Bemessung von Stahlsilos zu berücksichtigen sind, werden in EN 1991-4, *Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter* angegeben.

(8) Der vorliegende Teil 4-1 gilt nicht für:

- Feuerwiderstand (Brandschutz);
- Silos mit inneren Unterteilungen und Innenkonstruktionen;
- Silos mit weniger als \overline{AC} 100 kN (10 Tonnen) \overline{AC} Speicherkapazität;
- Fälle, in denen spezielle Maßnahmen zur Begrenzung von Schadensfolgen erforderlich sind.

(9) In den Abschnitten dieser Norm, die für kreisrunde Silos gelten, ist die geometrische Form zwar auf rotationssymmetrische Tragwerke beschränkt, diese können jedoch unsymmetrischen Einwirkungen ausgesetzt und unsymmetrisch aufgelagert sein.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

1.2 Normative Verweisungen

Die folgenden zitierten Dokumente sind für die Anwendung dieses Dokuments erforderlich. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

EN1090, *Ausführung von Tragwerken aus Stahl*

[A1] EN 1990:2002, *Eurocode — Grundlagen der Tragwerksplanung* **[A1]**

EN 1991, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke*

EN 1991-1, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke — Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*

EN 1991-1-2, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen — Brandeinwirkungen auf Tragwerke*

EN 1991-1-3, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen — Schneelasten*

EN 1991-1-4, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten*

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

EN 1991-1-6, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen — Einwirkungen während der Bauausführung*

EN 1991-1-7, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen — Außergewöhnliche Einwirkungen*

EN 1991-4, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter*

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

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

EN 1993-1-4, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-4: Allgemeine Bemessungsregeln — Ergänzende Regeln zur Anwendung von nicht rostenden Stählen*

[A1] EN 1993-1-6:2007 **[A1]**, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-6: Tragfähigkeit und Stabilität von Schalen*

EN 1993-1-7, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-7: Allgemeine Bemessungsregeln — Ergänzende Regeln zu ebenen Blechfeldern mit Querbelastrung*

EN 1993-1-8, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*

EN 1993-1-9, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-9: Ermüdung*

EN 1993-1-10, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-10: Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung*

EN 1993-4-2, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 4-2: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen*

EN 1997, *Eurocode 7 — Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*

EN 1998, *Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 1998-4, *Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen*

EN 10025, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Technische Lieferbedingungen*

EN 10149, *Warmgewalzte Flacherzeugnisse aus Stählen mit hoher Streckgrenze zum Kaltumformen*

ISO 1000, *SI units*

ISO 3898, *Bases for design of structures — Notation — General symbols*

ISO 4997, *Cold reduced steel sheet of structural quality*

ISO 8930, *General principles on reliability for structures — List of equivalent terms*

1.3 Annahmen

(1) Zusätzlich zu den allgemeinen Annahmen von EN 1990 gilt die folgende Annahme:

— Herstellung und Montage erfolgen nach EN 1090-2.

1.4 Unterscheidung zwischen Grundsätzen und Anwendungsregeln

Siehe EN 1990, 1.4.

1.5 Begriffe

(1) Falls nichts anderes angegeben ist, gelten die in EN 1990, 1.5 für den allgemeinen Gebrauch in den Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau definierten Begriffe und die Begriffe von ISO 8930 auch für diesen Teil 4-1 von EN 1993; ergänzend werden für diesen Teil 4-1 jedoch folgende Begriffe festgelegt:

1.5.1 Schale. Ein Tragwerk, das aus einer gekrümmten dünnen Wandung besteht.

1.5.2 Rotationsschale. Eine Schale, deren Geometrie durch die Rotation eines Meridians um eine zentrale Achse definiert ist.

1.5.3 Kasten. Ein durch den Zusammenbau ebener Bleche zu einer dreidimensionalen geschlossenen Form gebildetes Tragwerk. Ein Kasten im Sinne dieser Norm hat im Allgemeinen in allen Richtungen Abmessungen von gleicher Größenordnung.

1.5.4 Meridianrichtung. Die Tangente an die Silowand in jedem Punkt einer vertikalen Ebene. Sie ändert sich mit dem jeweils betrachteten Tragwerksteil. Alternativ ist es die vertikale oder geneigte Richtung auf der Oberfläche des Tragwerkes, der ein Regentropfen auf dieser Oberfläche folgen würde.

DIN EN 1993-4-1:2017-09 EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

1.5.5 Umfangsrichtung. Die horizontale Tangente an die Silowand in jedem Punkt. Sie ändert sich längs des Siloumfangs, liegt in einer horizontalen Ebene und ist tangential zur Silowand, unabhängig davon, ob der Silo im Grundriss kreisrund oder rechteckig ist.

1.5.6 Mittelfläche. Dieser Ausdruck bezeichnet sowohl die spannungsfreie Mittelfläche einer Schale unter reiner Biegung als auch die Mittelfläche eines ebenen Bleches, das Teil eines Kastens ist.

1.5.7 Steifenabstand. Der Achsabstand zweier benachbarter paralleler Steifen.

Ergänzend zu Teil 1 von EN 1993 (und Teil 4 von EN 1991) gelten für die Anwendung dieses Teils 4-1 die folgenden Begriffe, siehe Bild 1.1:

1.5.8 Silo: Ein Silo ist ein Behälter zur Speicherung körniger Feststoffpartikel. In dieser Norm wird davon ausgegangen, dass er eine vertikale Form hat, in die das Schüttgut mittels Schwerkraft am oberen Ende eingefüllt wird. Die Bezeichnung ‚Silo‘ schließt alle Tragwerksformen zur Speicherung von Schüttgut ein, auch wenn sie zum Teil eigenständige Bezeichnungen haben, z. B. Behälter, Trichter, Getreidetank oder Bunker.

1.5.9 Schaft: Der Siloschaft ist der mit vertikalen Wänden versehene Teil eines Silos.

1.5.10 Trichter: Ein Trichter ist ein zum Siloboden zusammenlaufender Siloabschnitt. Er wird angeordnet, um das Schüttgut zu einem Schwerkraftauslass zu leiten.

1.5.11 Knotenlinie: An einer Knotenlinie treffen zwei oder mehr Schalenabschnitte oder ebene Kastenvände zusammen. Sie kann auch eine Steife einschließen: Die Anschlusslinie einer Ringsteife an eine Schale oder einen Kasten kann als eine Knotenlinie betrachtet werden.

1.5.12 Abzweigung: Die spezielle Knotenlinie zwischen Siloschaft und Trichter wird Abzweigung genannt. Die Abzweigung kann sich im unteren Bereich des Schaftes oder an seinem unteren Rand befinden.

1.5.13 Zarge (Standzarge): Die Zarge ist der Teil des Siloschaftes, der unterhalb der Abzweigung liegt: Er unterscheidet sich vom oberen Teil dadurch, dass er keinen Kontakt zum Schüttgut hat.

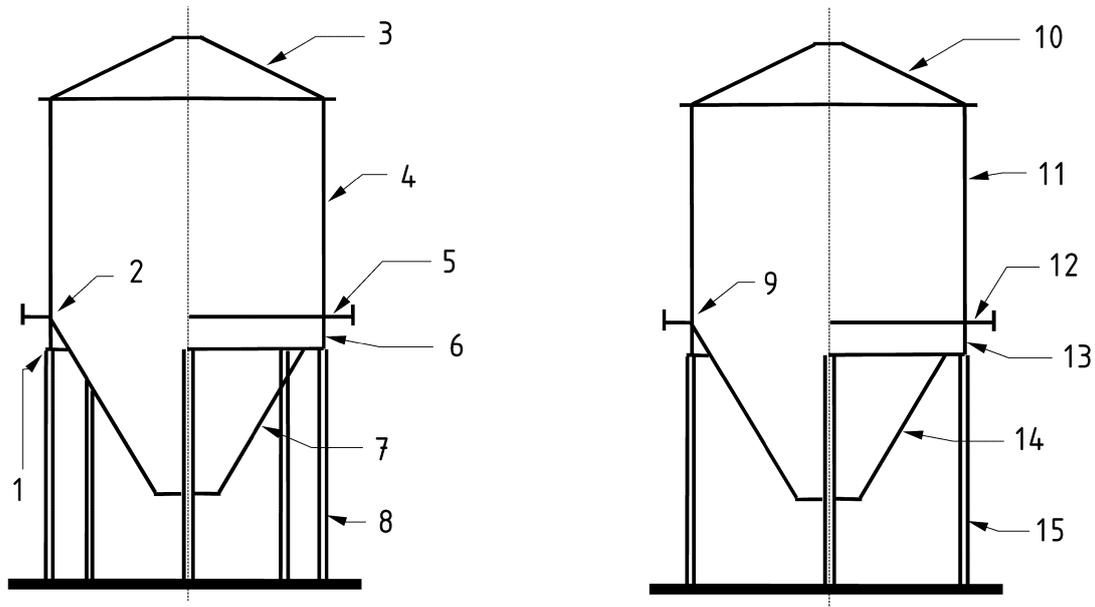
1.5.14 Schuss: Ein Schuss ist eine horizontale Reihe von Stahlblechsegmenten, aus denen ein Höhenabschnitt des Siloschaftes gebildet wird.

1.5.15 Längssteife: Eine Längssteife ist ein örtliches Versteifungsbauteil, das einem Schalenmeridian folgt, welcher eine Erzeugende der Rotationsschale darstellt. Eine Längssteife soll entweder die Stabilität verbessern oder bei der Einleitung örtlicher Lasten mitwirken oder Axiallasten tragen. Sie dient nicht primär dazu, die Biegetragfähigkeit für Querlasten zu erhöhen.

1.5.16 Rippe: Eine Rippe ist ein örtliches Bauteil, das eine primäre Biegelastabtragung längs eines Schalen- oder Plattenmeridians ermöglicht, welcher eine Erzeugende der Rotationsschale oder eine vertikale Steife an einem Kasten darstellt. Eine Rippe wird vorgesehen, um Querlasten mittels Biegung auf das Tragwerk zu verteilen.

1.5.17 Ringsteife: Eine Ringsteife ist ein örtliches Versteifungsbauteil, das an einem Punkt des Meridians längs des Tragwerkumfangs verläuft. Ihre Steifigkeit in der Meridianebene wird als vernachlässigbar angenommen. Eine Ringsteife soll entweder die Stabilität verbessern oder örtliche Lasten einleiten, sie ist kein Haupttragglied. Bei einer Rotationsschale ist sie kreisförmig, bei einem Kastentragwerk hat sie die rechteckige Form des Grundrisses.

1.5.18 Verschmierte Steifen: Steifen werden als verschmiert bezeichnet, wenn ihre Eigenschaften zusammen mit denen der Schalenwand als ein zusammenhängender Querschnitt behandelt werden, dessen Breite einem ganzen Vielfachen des Steifenabstandes entspricht. Die Schaleneigenschaften einer Wandung mit verschmierten Steifen sind orthotrop. Sie enthalten Exzentrizitätsterme, die eine Kopplung des Biege- und Membranverhaltens zur Folge haben.

**Legende**

- 1 Silo endet hier
- 2 Abzweigung
- 3 konisches Dach
- 4 Zylinderschale oder Siloschaft
- 5 Ringsteife
- 6 Zarge
- 7 konischer Trichter
- 8 Stütze: Unterstützungsstruktur

a) Silo mit kreisrundem Grundriss

- 9 Abzweigung
- 10 pyramidisches Dach
- 11 rechteckiger Kasten
- 12 Ringsteife
- 13 Zarge
- 14 pyramidischer Trichter
- 15 Stütze: Unterstützungsstruktur

b) Silo mit rechteckigem Grundriss**Bild 1.1 — Bezeichnungen für Silotragwerke**

1.5.19 Basisring: Ein Basisring ist ein Bauteil, das der Umfangsline an der Basis des Tragwerkes folgt und die Möglichkeit bietet, das Tragwerk an das Fundament oder ein anderes Tragwerkselement anzuschließen. Er wird auch benötigt, um die angenommenen Randbedingungen praktisch sicherzustellen.

1.5.20 Ringträger oder Ringbalken: Ein Ringträger oder ein Ringbalken ist ein Versteifungsbauteil in Umfangsrichtung, das sowohl in der Ebene des kreisrunden oder rechteckigen Tragwerksquerschnittes als auch rechtwinklig dazu biegesteif und biegefest ist. Er ist ein Haupttragglied zur Verteilung örtlicher Lasten in die Schale oder den Kasten.

1.5.21 kontinuierlich aufgelagert: Bei einem kontinuierlich aufgelagerten Silo sind alle Stellen längs des Umfangs in gleicher Weise unterstützt. Kleine Abweichungen von dieser Bedingung (z. B. eine kleine Öffnung) beeinflussen die Anwendbarkeit dieser Definition nicht.

1.5.22 Diskretes Auflager: An einem diskreten Auflager ist der Silo durch eine örtliche Konsole oder Stütze unterstützt, mit einer begrenzten Anzahl schmaler Lagerungen längs des Siloumfangs. Üblicherweise werden vier oder sechs diskrete Auflager verwendet, jedoch kommen auch drei oder mehr als sechs vor.

1.5.23 Pyramidischer Trichter: Ein pyramidischer Trichter wird für einen kastenförmigen Silo mit rechteckigem Grundriss benötigt; er hat die Form einer umgedrehten Pyramide. Seine Geometrie wird in dieser Norm als einfach aus vier ebenen trapezförmigen Wänden gebildet angenommen.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

1.6 In Teil 4-1 von Eurocode 3 verwendete Symbole

Grundlage der verwendeten Symbole ist ISO 3898:1987.

1.6.1 Lateinische Großbuchstaben

- A* Querschnittsfläche;
- C* Membrandehnsteifigkeit;
- C* Beulkoeffizient;
- D* Biegesteifigkeit;
- E* Elastizitätsmodul;
- F* Kraft;
- G* Schubmodul;
- H* Höhe des Tragwerks;
- I* Flächenmoment 2. Grades (Trägheitsmoment);
- I_t* Torsionsträgheitsmoment (Saint Venant'sche Torsion);
- K* Federsteifigkeit eines Wandbleches für Knicken von Längssteifen;
- L* Höhe eines Schalensegmentes oder einer Steife;
- M* Biegemoment;
- N* Axialkraft;
- Q* Parameter für die Herstelltoleranz-Qualitätsklasse einer beulgefährdeten Schale;
- $\overline{A_1} r_\phi$ örtlicher Radius an den Kuppen (Wellenberg bzw. -tal) eines Profilbleches (Wellbleches). $\overline{A_1}$

1.6.2 Lateinische Kleinbuchstaben

- a* Koeffizient;
- b* Breite einer Platte oder einer Steife;
- d* Bruttoprofilhöhe eines Profilbleches (Wellbleches);
- e* Exzentrizität einer Kraft oder einer Steife;
- f_y* Streckgrenze des Stahls;
- f_u* Zugfestigkeit des Stahls;
- h* Flanschabstand eines Ringträgers;
- j* Faktor für die Verbindungswirksamkeit von geschweißten Überlappstößen, die mit Hilfe der Membranspannung beurteilt werden;
- j* Ersatz-Harmonische eines veränderlichen Spannungsverlaufs;
- ℓ* mittragende Länge einer Schale bei der linearen Spannungsberechnung;
- $\overline{A_1} l$ Wellenlänge der Profilierung in Profilblechen; $\overline{A_1}$
- ℓ* Halbwellenlänge einer potenziellen Beule (bei der Berechnung zu berücksichtigende Höhe);
- m* Biegemoment je Längeneinheit;
- m_x* Meridianbiegemoment je Umfangslängeneinheit;

m_y	Umfangsbiegemoment je Meridianlängeneinheit eines Kastens;
m_θ	Umfangsbiegemoment je Meridianlängeneinheit einer Schale;
m_{xy}	Drillmoment je Längeneinheit eines Kastens;
$m_{x\theta}$	Drillmoment je Längeneinheit einer Schale;
n	Membrankraft;
n	Anzahl von diskreten Auflagerungen am Siloumfang;
n_x	Membrannormalkraft in Meridianrichtung je Umfangslängeneinheit;
n_y	Membrannormalkraft in Umfangsrichtung je Meridianlängeneinheit eines Kastens;
n_θ	Membrannormalkraft in Umfangsrichtung je Meridianlängeneinheit einer Schale;
n_{xy}	Membranschubkraft je Längeneinheit eines Kastens;
$n_{x\theta}$	Membranschubkraft je Längeneinheit einer Schale;
p	flächenhaft verteilte Belastung (Druck);
p_n	Druck rechtwinklig zur Schalenmittelfläche (nach außen gerichtet);
p_x	Flächenlast tangential zur Schalenmittelfläche in Meridianrichtung (abwärts gerichtet);
p_θ	Flächenlast tangential zur Schalenmittelfläche in Umfangsrichtung (im Gegenuhrzeigersinn);
q	Querbelastung auf einem Zuganker in einem Kastensilo (Linienlast je Längeneinheit);
r	Radialkoordinate in einem Silo mit kreisrundem Grundriss;
r	Radius der Schalenmittelfläche;
s	Steifenabstand in Umfangsrichtung;
t	Wanddicke;
t_x, t_y	Ersatzwanddicke eines Profilbleches für die Dehnung in x - bzw. y -Richtung;
w	Imperfektionsamplitude;
w	radiale Durchbiegung;
x	örtliche Meridiankoordinate;
y	örtliche Umfangskoordinate;
z	globale Axialkoordinate;
z	Koordinate längs der vertikalen Achse einer Rotationsschale.

1.6.3 Griechische Buchstaben

α	Faktor für elastische Imperfektionsabminderung beim Beulsicherheitsnachweis (elastischer Imperfektions-Abminderungsfaktor);
α	Wärmedehnungskoeffizient;
β	halber Kegelöffnungswinkel eines konischen Trichters;
γ_F	Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen;
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand;
δ	Grenzwert für die Durchbiegung;

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Δ	Inkrement;
χ	Abminderungsfaktor für Biegeknicken;
χ	Abminderungsfaktor für Schalenbeulen;
λ	Halbwellenlänge für Schalenbiegung;
$\bar{\lambda}$	bezogener Schlankheitsgrad einer Schale;
μ	Wandreibungskoeffizient;
ν	Querkontraktionszahl (Poissonzahl);
θ	Umfangskoordinate einer Schale;
σ	Normalspannung;
σ_{bx}	Meridianbiegespannung;
σ_{by}	Umfangsbiegespannung in einem Kasten;
$\sigma_{b\theta}$	Umfangsbiegespannung in einer Schale;
τ_{bxy}	Drillschubspannung in einem Kasten;
$\tau_{bx\theta}$	Drillschubspannung in einer Schale;
σ_{mx}	Meridianmembranspannung;
σ_{my}	Umfangsmembranspannung in einem Kasten;
$\sigma_{m\theta}$	Umfangsmembranspannung in einer Schale;
τ_{mxy}	Schubmembranspannung in einem Kasten;
$\tau_{mx\theta}$	Schubmembranspannung in einer Schale;
σ_{sox}	Oberflächenspannung in Meridianrichtung (außen);
σ_{soy}	Oberflächenspannung in Umfangsrichtung (außen) in einem Kasten;
$\sigma_{so\theta}$	Oberflächenspannung in Umfangsrichtung (außen) in einer Schale;
τ_{soxy}	Oberflächenschubspannung in einem Kasten;
$\tau_{sox\theta}$	Oberflächenschubspannung in einer Schale;
τ	Schubspannung;
ω	dimensionsloser Parameter beim Beulsicherheitsnachweis;
ω	Neigung eines konischen Trichters mit nichtvertikaler Achse;
ψ	Parameter für die Ungleichmäßigkeit eines Spannungsverlaufes.

1.6.4 Indizes

E	Spannung oder Verschiebung (als Folge von Bemessungseinwirkungen);
F	Einwirkungen;
M	Werkstoff/Material;
R	Widerstand;
S	Schnittgröße (als Folge von Bemessungseinwirkungen);
b	Biegung;

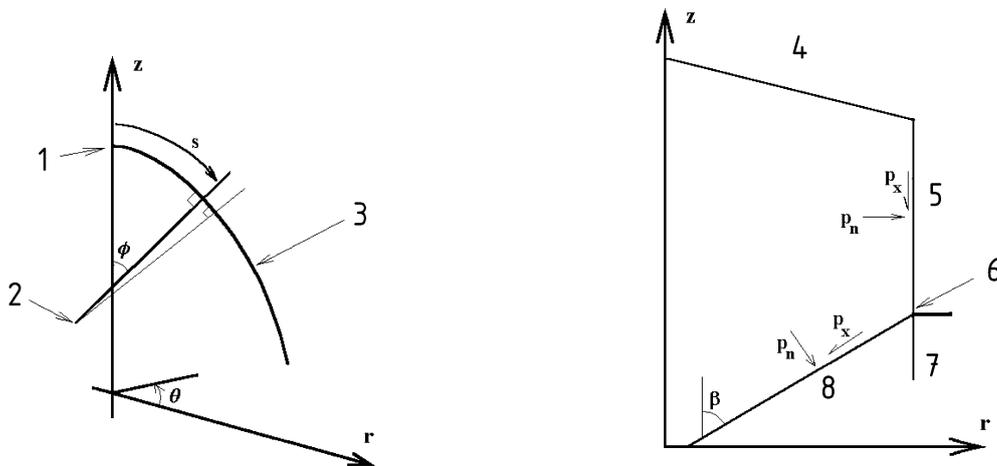
c	Zylinder;
cr	idealer Beulwert;
d	Bemessungswert;
eff	effektiv;
h	Trichter;
m	Membran, Feldmitte;
min	kleinster zulässiger Wert;
n	rechtwinklig zur Wandung;
p	Druck;
r	radial;
s	Zarge, Auflagerung;
s	Oberflächenspannung (o – Außenseite, i – Innenseite);
u	Traglastwert;
w	parallel zur Wandung in Meridianrichtung (Wandreibung);
x	in Meridianrichtung;
y	in Umfangsrichtung (Kastentragwerk), Fließwert;
z	in Axialrichtung;
θ	in Umfangsrichtung (Rotationsschale).

1.7 Vorzeichenvereinbarungen

1.7.1 Vereinbarungen für das globale Koordinatensystem für kreisrunde Silos

(1) Die folgende Vorzeichenvereinbarung gilt für das gesamte Silotragwerk; sie berücksichtigt, dass der Silo kein ‚Bauteil‘ ist.

**DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)**



Legende

- | | |
|------------------------------------|--------------|
| 1 Pol | 5 Schaft |
| 2 Mittelpunkt der Meridiankrümmung | 6 Abzweigung |
| 3 Schalenmeridian | 7 Zarge |
| 4 Dach | 8 Trichter |

a) AC Globales Koordinatensystem AC

b) Silo-Schalensystem und Belastung: Schnitt

Bild 1.2 — Koordinatensysteme für ein kreisrundes Silo

(2) In der Regel werden für das globale Koordinatensystem des Silotragwerkes Zylinderkoordinaten wie folgt vereinbart (siehe Bild 1.2):

Koordinatensystem

Koordinate längs der Achse einer Rotationsschale	z
Radialkoordinate	r
Umfangskoordinate	θ

(3) Die Vereinbarung für positive Vorzeichen lautet wie folgt:

- Nach außen gerichtet positiv (Innendruck positiv, Verschiebungen nach außen positiv)
- Zugspannungen positiv (ausgenommen Beulformeln, in denen Druck positiv ist)

(4) Die Vereinbarung für flächenhaft verteilte Einwirkungen auf die Silowand lautet wie folgt:

Druck rechtwinklig zur Schalenwand (nach außen gerichtet positiv)	p_n
Oberflächenlast in Meridianrichtung parallel zur Schalenwand (nach unten gerichtet positiv)	p_x
Oberflächenlast in Umfangsrichtung parallel zur Schalenwand (im Gegenuhrzeigersinn positiv)	p_θ

1.7.2 Vereinbarungen für das globale Koordinatensystem für rechteckige Silos

(1) Die folgende Vorzeichenvereinbarung gilt für das gesamte Silotragwerk; sie berücksichtigt, dass der Silo kein Bauteil ist.

(2) In der Regel werden für das globale Koordinatensystem des Silotragwerkes kartesische Koordinaten x, y, z vereinbart, wobei z die vertikale Richtung beschreibt, siehe Bild 1.3.

(3) Die Vereinbarung für positive Vorzeichen lautet wie folgt:

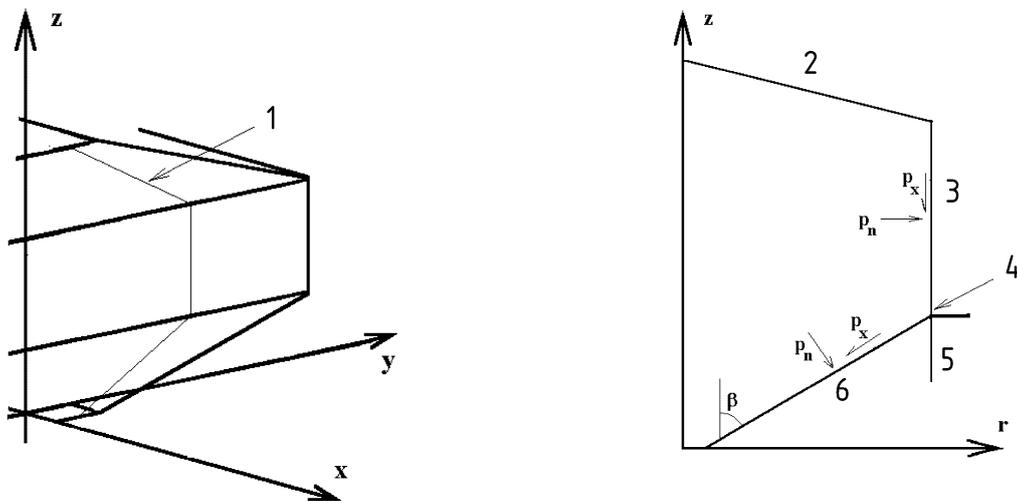
Nach außen gerichtet positiv (Innendruck positiv, Verschiebungen nach außen positiv)
Zugspannungen positiv (ausgenommen Beulformeln, in denen Druck positiv ist)

(4) Die Vereinbarung für flächenhaft verteilte Einwirkungen auf die Silowand lautet wie folgt:

Druck rechtwinklig zur Schalenwand (nach außen gerichtet positiv) p_n

Oberflächenlast in Meridianrichtung parallel zur Kastenwand (nach unten gerichtet positiv) p_x

Oberflächenlast in Umfangsrichtung in der Ebene des Kastenquerschnittes
(im Gegenuhrzeigersinn positiv) p_y



Legende

- 1 Kastenmeridian
- 2 Dach
- 3 Schaft

- 4 Abzweigung
- 5 Zarge
- 6 Trichter

a) $\boxed{\text{AC}}$ Globales Koordinatensystem $\boxed{\text{AC}}$

b) Silo-Kastenkoordinaten und Belastung:
Schnitt

Bild 1.3 — Koordinatensysteme für ein rechteckiges Silo

1.7.3 Vereinbarungen für die Koordinaten von Bauteilen in kreisrunden und rechteckigen Silos

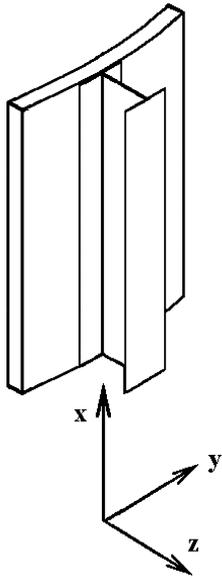
(1) Die Vereinbarung für Bauteile, die an die Silowand angeschlossen sind (siehe Bilder 1.4 und 1.5), ist unterschiedlich, je nachdem, ob das Bauteil in Meridianrichtung oder in Umfangsrichtung verläuft.

(2) Für gerade Bauteile in Meridianrichtung an Schalen- oder Kastensilowänden (siehe Bild 1.4a) lautet die Vereinbarung:

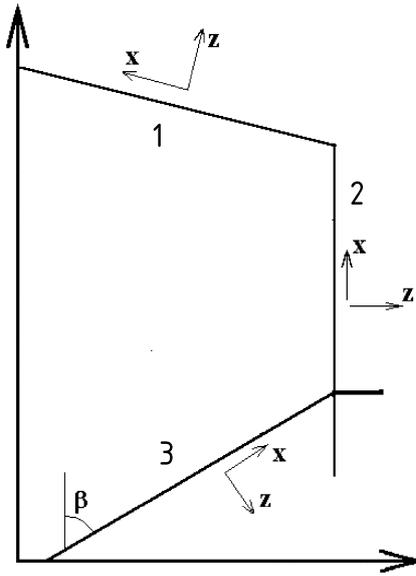
Meridiankoordinate für Bauteile am Siloschaft, am Trichter und am Dach	x
Starke Querschnittsachse (parallel zu den Flanschen: Achse für Meridianbiegung)	y
Schwache Querschnittsachse (rechtwinklig zu den Flanschen)	z

ANMERKUNG Eine Längssteife, die in Übereinstimmung mit der Meridianbiegung des Zylinders biegebeansprucht wird (m_x), verbiegt sich um die y -Querschnittsachse der Steife.

**DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)**



a) Steife und Biegeachsen

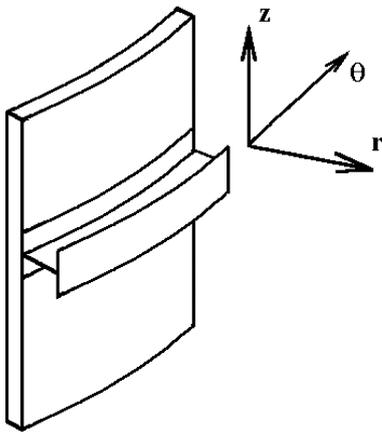


b) örtliche Achsen in verschiedenen Teilen

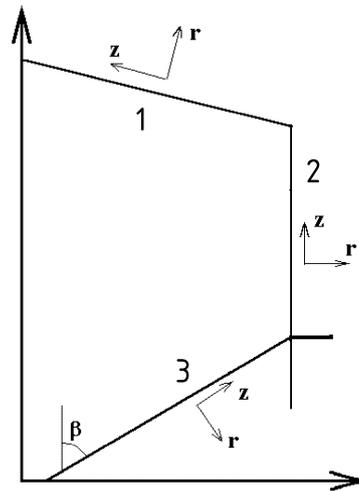
Legende

- 1 Dach
- 2 Schaft
- 3 Trichter

Bild 1.4 — Lokale Koordinatensysteme für Längssteifen an einer Schale oder an einem Kasten



a) Steife und Biegeachsen



b) örtliche Achsen in verschiedenen Teilen

Legende

- 1 Dach
- 2 Schaft
- 3 Trichter

Bild 1.5 — Lokale Koordinatensysteme für Ringsteifen an einer Schale oder an einem Kasten

(3) Für gekrümmte Bauteile in Umfangsrichtung an einer Schalenwand (siehe Bild 1.5a) lautet die Vereinbarung:

Achse in Umfangsrichtung (gekrümmt)	θ
Radiale Querschnittsachse (für Biegung in der Vertikalebene)	r
Vertikale Querschnittsachse (für Umfangsbiegung)	z

ANMERKUNG Eine gekrümmte Ringsteife, die in Übereinstimmung mit der Umfangsbiegung des Zylinders biegebeansprucht wird (m_θ), verbiegt sich um ihre vertikale z -Querschnittsachse. Fungiert sie als Ringträger oder Ringbalken, oder ist sie radialen Kräften ausgesetzt, die exzentrisch zur Ringachse angreifen, so verbiegt sie sich um ihre radiale r -Querschnittsachse.

(4) Für gerade Bauteile in Umfangsrichtung an einer Kastenwand lautet die Vereinbarung:

Achse in Umfangsrichtung	x
Horizontale Querschnittsachse	y
Vertikale Querschnittsachse	z

ANMERKUNG Eine gerade Ringsteife, die aus der Ebene der Kastenwand heraus biegebeansprucht wird (was der Normalfall ist), verbiegt sich um ihre vertikale z -Querschnittsachse.

1.7.4 Vereinbarungen für Schnittgrößen in kreisrunden und rechteckigen Silos

(1) Die Vereinbarung für die Indizierung von Membrankräften lautet wie folgt:

Der Index beschreibt die Richtung, in der die Kraft Normalspannungen erzeugt.

Membrankräfte:

n_x	Membrankraft in Meridianrichtung
n_θ	Membrankraft in Umfangsrichtung bei Schalen
n_y	Membrankraft in Umfangsrichtung bei Kästen
n_{xy} oder $n_{x\theta}$	Membranschubkräfte

Membranspannungen:

σ_{mx}	Membranspannung in Meridianrichtung
$\sigma_{m\theta}$	Membranspannung in Umfangsrichtung bei Schalen
σ_{my}	Membranspannung in Umfangsrichtung bei Kästen
τ_{mxy} oder $\tau_{mx\theta}$	Membranschubspannungen

(2) Die Vereinbarung für die Indizierung von Momenten lautet wie folgt:

Der Index beschreibt die Richtung, in der das Moment Normalspannungen erzeugt.

ANMERKUNG Diese Vereinbarung für Platten und Schalen unterscheidet sich von derjenigen für Träger und Stäbe, wie sie in den Eurocode 3-Teilen 1-1 und 1-3 verwendet wird. Darauf ist bei Verwendung der Teile 1-1 und 1-3 in Verbindung mit diesen Regeln sorgfältig zu achten.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Biegemomente:

- m_x Biegemoment in Meridianrichtung je Längeneinheit
 m_θ Biegemoment in Umfangsrichtung je Längeneinheit bei Schalen
 m_y Biegemoment in Umfangsrichtung bei Kästen
 m_{xy} oder $m_{x\theta}$ Drillmoment je Längeneinheit

Biegespannungen:

- σ_{bx} Biegespannung in Meridianrichtung
 $\sigma_{b\theta}$ Biegespannung in Umfangsrichtung bei Schalen
 σ_{by} Biegespannung in Umfangsrichtung bei Kästen
 τ_{bxy} oder $\tau_{bx\theta}$ Drillschubspannung

Innere und äußere Oberflächenspannungen:

- $\sigma_{six}, \sigma_{sox}$ innere bzw. äußere Oberflächenspannung in Meridianrichtung bei Kästen und Schalen
 $\sigma_{si\theta}, \sigma_{so\theta}$ innere bzw. äußere Oberflächenspannung in Umfangsrichtung bei Schalen
 $\tau_{six\theta}, \tau_{sox\theta}$ innere bzw. äußere Oberflächenschubspannung bei Schalen
 $\sigma_{siy}, \sigma_{soy}$ innere bzw. äußere Oberflächenspannung in Umfangsrichtung bei Kästen
 τ_{sixy}, τ_{soxy} innere bzw. äußere Oberflächenschubspannung bei Kästen

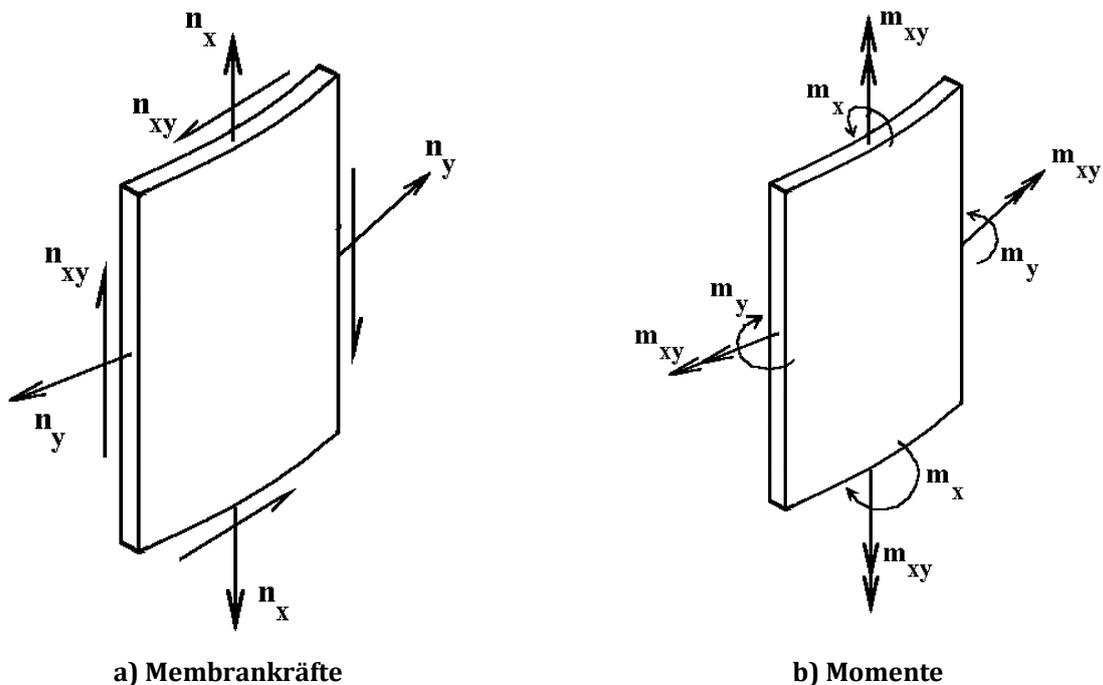


Bild 1.6 — Schnittgrößen in Schalen- und Kastensilowänden

1.8 Einheiten

(1)P SI-Einheiten sind in Übereinstimmung mit ISO 1000 zu verwenden.

(2) Für die Berechnungen werden folgende konsistente Einheiten empfohlen:

— Abmessungen und Dicken	: m	mm
— spezifisches Gewicht (Wichte)	: kN/m ³	N/mm ³
— Kräfte und Lasten	: kN	N
— Linienkräfte und Linienlasten	: kN/m	N/mm
— Drücke und Flächenlasten	: kPa	MPa
— spezifische Masse (Dichte)	: kg/m ³	kg/mm ³
— Beschleunigung	: km/s ²	m/s ²
— Membrankräfte	: kN/m	N/mm
— Biegemomente	: kNm/m	Nmm/mm
— Spannungen und Elastizitätsmoduli	: kPa	MPa (= N/mm ²)

2 Grundlagen der Bemessung

2.1 Anforderungen

(1)P Ein Silo ist so zu entwerfen, zu bemessen, zu konstruieren und zu unterhalten, dass die Anforderungen von EN 1990, Abschnitt 2 und die nachfolgend aufgeführten ergänzenden Anforderungen erfüllt werden.

(2) Das Silotragwerk sollte alle schalen- und plattenförmigen Tragwerksteile sowie Steifen, Rippen, Ringe und Anlussteile einschließen.

(3) Die Unterstüzungskonstruktion sollte nicht als Teil des Silotragwerks angesehen werden. Die Grenze zwischen dem Silo und seiner Unterstüzung ist in Anlehnung an Bild 1.1 festzulegen. Analog dazu gelten andere Komponenten, die ihrerseits vom Silo unterstüzt werden, als dort beginnend, wo die Silowand oder das Anlussteil endet.

(4) Silos sollten so entworfen und bemessen werden, dass sie erforderlichenfalls im Hinblick auf ihre vorgehene Verwendung schadenstolerant sind.

(5) Besondere Anforderungen für spezielle Anwendungen dürfen zwischen dem Tragwerksplaner, dem Bauherrn und der zuständigen Behörde vereinbart werden.

2.2 Differenzierung der Zuverlässigkeit

(1) Zur Differenzierung der Zuverlässigkeit siehe EN 1990.

ANMERKUNG In den Nationalen Anhängen dürfen Schadensfolgeklassen für Silos in Abhängigkeit vom Standort, von der Art der Füllung und Belastung, der Art und Größe des Tragwerks und der Art des Betriebs festgelegt werden.

(2) In Abhängigkeit von der gewählten Schadensfolgeklasse, des Tragwerkssystems und der Anfälligkeit für verschiedene Versagensarten sollte bei der Bemessung von Silotragwerken nach unterschiedlichen Schärfe-niveaus differenziert werden.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(3) In dieser Norm kommen drei Schadensfolgeklassen zur Anwendung. Mit den Anforderungen dieser Klassen wird ein prinzipiell gleiches Risikoniveau der Tragwerke angestrebt, und es werden Kosten und Aufwand berücksichtigt, die bei den verschiedenen Tragwerken für eine Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit erforderlich sind: Schadensfolgeklassen 1, 2 und 3.

ANMERKUNG 1 Der nationale Anhang kann Angaben über die Schadensfolgeklassen enthalten. Tabelle 2.1 enthält ein Beispiel für die Einteilung von zwei Parametern – Größenordnung und Art des Betriebs – in Schadensfolgeklassen, wenn alle anderen Parameter mittlere Folgen haben, siehe EN 1990, B.3.1.

Tabelle 2.1 — Schadensfolgeklassen in Abhängigkeit von Größenordnung und Betrieb

Schadensfolgeklasse	Bemessungssituationen
Schadensfolgeklasse 3	Bodengelagerte Silos oder Silos mit bis zum Boden reichender Standzarge, mit einer Speicherkapazität von mehr als W_{3a} Tonnen Diskret gelagerte Silos mit einer Speicherkapazität von mehr als W_{3b} Tonnen Silos mit einer Speicherkapazität von mehr als W_{3c} Tonnen, bei denen eine der folgenden Bemessungssituationen vorliegt: a) exzentrisches Entleeren b) örtliche Teilflächenbelastung c) unsymmetrisches Befüllen
Schadensfolgeklasse 2	Alle Silos, für die diese Norm gilt und die nicht in eine andere Klasse eingeordnet sind
Schadensfolgeklasse 1	Silos mit einer Speicherkapazität zwischen W_{1a} Tonnen ^a und W_{1b} Tonnen
^a Silos mit weniger als W_{1a} Tonnen Speicherkapazität sind nicht Gegenstand dieser Norm.	

Es werden folgende Grenzwerte für die Klassen empfohlen:

Grenzwert der Klasse	Empfohlener Wert (Tonnen)
W_{3a}	5 000
W_{3b}	1 000
W_{3c}	200
W_{1b}	100
W_{1a}	10

ANMERKUNG 2 Zur Einteilung in die Anforderungsklassen für Einwirkungen, siehe EN 1991-4.

(4) Es darf stets eine höhere Schadensfolgeklasse gewählt werden, als gefordert ist.

(5)P Die Wahl der niedrigsten Schadensfolgeklasse muss einvernehmlich zwischen Tragwerksplaner, Bauherrn und zuständiger Behörde erfolgen.

(6) Die Einordnung in Schadensfolgeklasse 3 aufgrund des Kriteriums ‚örtliche Teilflächenbelastung‘ bezieht sich auf Silolastfälle, die nach EN 1991-4 eine Teilflächenbelastung über weniger als den halben Siloumfang verursachen.

(7) Für Schadensfolgeklasse 1 dürfen vereinfachte Regeln angewendet werden.

ANMERKUNG Geeignete Regeln für Schadensfolgeklasse 1 sind in Anhang A angegeben.

2.3 Grenzzustände

(1) Für diesen Teil 4-1 gelten die in EN 1993-1-6 definierten Grenzzustände.

2.4 Einwirkungen und Umwelteinflüsse

2.4.1 Allgemeines

(1)P Es gelten die allgemeinen Anforderungen nach EN 1990, Abschnitt 4.

2.4.2 Windlast

(1) Windlasten, die für Silos in Einzel- und Gruppenaufstellung in EN 1991-1-4 nicht festgelegt sind, sollten in Form zusätzlicher Informationen vereinbart werden.

(2) Da diese großen leichten Konstruktionen empfindlich gegenüber der genauen Verteilung des Winddrucks auf der Wand sind, müssen die Basis-Winddaten in EN 1991-1-4 für die speziellen Bedürfnisse einzelner Konstruktionen durch zusätzliche Informationen vervollständigt werden. Das bezieht sich sowohl auf den Beulsicherheitsnachweis für den leeren Silo als auch auf den Nachweis der Verankerung auf dem Fundament.

ANMERKUNG Geeignete zusätzliche Informationen über Winddruckverteilungen werden in Anhang C gegeben.

2.4.3 Kombination von Schüttgutlasten mit anderen Einwirkungen

(1)P Es gelten die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen auf Silos nach 2.9.2.

2.5 Werkstoffeigenschaften

(1) Es gelten die allgemeinen Anforderungen an Werkstoffeigenschaften nach EN 1993-1-1.

(2) Darüber hinaus gelten die speziellen Eigenschaften der Werkstoffe für Silos, die in Abschnitt 3 dieses Teils 4-1 angegeben werden.

2.6 Abmessungen

(1)P Es gelten die in EN 1990, Abschnitt 6 enthaltenen Angaben zu den Abmessungen.

(2) Es gelten außerdem die zusätzlichen speziellen Angaben für Schalentragwerke in EN 1993-1-6.

(3) Als Schalenwanddicke ist in der Regel die Nennblechdicke einzusetzen. Bei feuerverzinktem Stahlblech nach \overline{AC} EN 10149 \overline{AC} ist das der Nennwert der Kerndicke, der sich als Differenz aus Nenn-Gesamtdicke und Zinkschichtdicke auf beiden Oberflächen ergibt.

(4) Der Einfluss von Korrosion und Abrasion auf die Silowanddicke ist in der Regel nach 4.1.4 bei der Bemessung zu berücksichtigen.

2.7 Modellierung des Silos zur Berechnung der Beanspruchungen

$\overline{A1}$ (1)P Es gelten die allgemeinen Anforderungen nach EN 1990. $\overline{A1}$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(2) Außerdem gelten die speziellen Angaben für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis, die in den Abschnitten 4 bis 9 dieses Teils 4-1 für jeden Tragwerksteil gemacht werden.

(3) Darüber hinaus gelten für den Tragsicherheitsnachweis die in den Abschnitten 4 bis 9 dieses Teils 4-1 und ausführlicher in EN 1993-1-6 und EN 1993-1-7 angegebenen speziellen Anforderungen.

2.8 Versuchsgestützte Bemessung

(1) Es gelten die allgemeinen Anforderungen nach EN 1990, Anhang D.

(2) Für Silos, die ‚Bauprodukte‘ sind (Werksfertigung) und die großmaßstäblichen Versuchen unterworfen werden, dürfen vereinfachte Kriterien für Bemessungszwecke verwendet werden.

2.9 Beanspruchungen für den Nachweis der Grenzzustände

2.9.1 Allgemeines

A1 (1)P Es gelten die allgemeinen Anforderungen nach EN 1990. **A1**

2.9.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Grenzzustände der Tragfähigkeit

2.9.2.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen auf Silos

(1)P Für quasi-ständige, häufige und außergewöhnliche Bemessungssituationen gelten die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F nach EN 1990 und EN 1991-4.

(2) Teilsicherheitsbeiwerte für Silos, die ‚Bauprodukte‘ sind (Werksfertigung), dürfen von den zuständigen Behörden festgelegt werden.

ANMERKUNG Bei Anwendung auf Silos, die ‚Bauprodukte‘ sind, sind die Beiwerte in Absatz (1) nur Richtwerte. Ihre Angabe dient der Darstellung des geeigneten Niveaus, das für eine mit anderen Bemessungen verträgliche Zuverlässigkeit benötigt wird.

2.9.2.2 Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand

(1) Für die versuchsmäßige Ermittlung von Trageigenschaften gelten die Anforderungen und Verfahrensweisen nach EN 1990.

(2) Der Ermüdungssicherheitsnachweis ist nach EN 1993-1-6, Abschnitt 9 zu führen.

(3)P Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} für verschiedene Grenzzustände sind Tabelle 2.2 zu entnehmen.

Tabelle 2.2 — Teilsicherheitsbeiwerte für den Widerstand

Widerstand gegen Versagensart	Relevantes γ
Widerstand einer geschweißten oder geschraubten Silowand gegen plastisches Versagen	γ_{M0}
Widerstand einer Silowand gegen Beulen	γ_{M1}
Widerstand einer geschweißten oder geschraubten Silowand gegen Zugbruch	γ_{M2}
Widerstand einer Silowand gegen zyklisches Plastizieren	γ_{M4}
Widerstand von Verbindungen	γ_{M5}
Widerstand einer Silowand gegen Ermüdung	γ_{M6}

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} für Silos dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Zu den Werten für γ_{M5} enthält EN 1993-1-8 weitere Angaben. Zu den Werten für γ_{M6} enthält EN 1993-1-9 weitere Angaben. Für Silos werden die folgenden Zahlenwerte empfohlen:

$\gamma_{M0} = 1,00$	$\gamma_{M1} = 1,10$	$\gamma_{M2} = 1,25$
$\gamma_{M4} = 1,00$	$\gamma_{M5} = 1,25$	$\gamma_{M6} = 1,10$

Für die weitere Differenzierung siehe 2.2 (1) und 2.2 (3).

A1 (4) Wird warmgewalzter Profilstahl als Teil einer Silostruktur verwendet, dann sollte der entsprechende Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand (für die Beanspruchbarkeit) aus EN 1993-1-1 entnommen werden.

(5) Wird kaltgeformter Profilstahl als Teil einer Silostruktur verwendet, dann sollte der entsprechende Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand (für die Beanspruchbarkeit) aus EN 1993-1-3 entnommen werden. **A1**

2.9.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

(1) Wenn in den entsprechenden Abschnitten vereinfachte Regeln zum Erreichen ausreichender Gebrauchstauglichkeit gegeben werden, brauchen keine detaillierten Berechnungen mit Einwirkungskombinationen durchgeführt werden.

2.10 Dauerhaftigkeit

A1 (1) In der Regel gelten die allgemeinen Anforderungen nach EN 1990:2002, 2.4. **A1**

2.11 Feuerwiderstand

(1) Es gelten die Bestimmungen für Feuerwiderstand in EN 1993-1-2.

3 Werkstoffeigenschaften

3.1 Allgemeines

(1) Für Silos sollten nur schweißgeeignete Stähle eingesetzt werden, um bei Bedarf nachträgliche Änderungen zu ermöglichen.

DIN EN 1993-4-1:2017-09 EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(2) Für kreisrunde Silos sollten nur Stähle eingesetzt werden, die für das Kaltumformen zu gekrümmten Wandsegmenten oder zu gekrümmten Bauteilen geeignet sind.

(3) Die in diesem Abschnitt angegebenen Werkstoffeigenschaften (siehe EN 1993-1-1, Tabelle 3.1 und EN 1993-1-3, Tabelle 3.1b) sollten als Nennwerte betrachtet werden, die bei der Bemessung als charakteristische Werte in die Berechnung einzuführen sind.

(4) Weitere Werkstoffeigenschaften sind in den in EN 1993-1-1 angegebenen einschlägigen Bezugsnormen zu finden.

(5) Falls der Silo mit heißen Schüttgütern gefüllt werden kann, sollten die Werte der Werkstoffeigenschaften entsprechend den zu erwartenden Höchsttemperaturen reduziert werden.

(6) Falls höhere Temperaturen als 100 °C zu erwarten sind, sollten die Werkstoffeigenschaften EN 13084-7 entnommen werden.

3.2 Baustähle

(1) Die in diesem Teil 4-1 von EN 1993 angegebenen rechnerischen Bemessungsmethoden gelten für Baustähle nach EN 1993-1-1, die mit den in Tabelle 3.1 aufgelisteten Europäischen und Internationalen Normen übereinstimmen.

(2) Die mechanischen Eigenschaften von Baustählen nach EN 10025 oder EN 10149 sollten EN 1993-1-1, EN 1993-1-3 und EN 1993-1-4 entnommen werden.

(3) Korrosions- und Abrasionszuschläge sind in Abschnitt 4 dieses Teils 4-1 angegeben.

(4) In der Regel darf angenommen werden, dass die Stahleigenschaften für Zugbeanspruchung dieselben sind wie für Druckbeanspruchung.

(5) Für die durch diesen Teil 4-1 von EN 1993 abgedeckten Stähle sollten die Bemessungswerte des Elastizitätsmoduls mit $E = 210\,000$ MPa und der Querkontraktionszahl (Poissonzahl) mit $\nu = 0,30$ angesetzt werden.

3.3 Nichtrostende Stähle

(1) Die mechanischen Eigenschaften von nichtrostenden Stählen sollten EN 1993-1-4 entnommen werden.

(2) Hinweise zur Auswahl von im Hinblick auf die Korrosions- und Abrasionseinflüsse des Schüttgutes geeigneten nichtrostenden Stählen dürfen den einschlägigen Quellen entnommen werden.

(3) Falls die Bemessung Beulberechnungen umfasst, sollten entsprechend reduzierte Werte der mechanischen Eigenschaften angesetzt werden (siehe EN 1993-1-6).

3.4 Spezielle legierte Stähle

(1) Für nicht genormte legierte Stähle sollten geeignete Werte für die maßgebenden mechanischen Eigenschaften festgelegt werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann Angaben zu den geeigneten Werten enthalten.

(2) Hinweise zur Auswahl von im Hinblick auf die Korrosions- und Abrasionseinflüsse des Schüttgutes geeigneten speziellen legierten Stählen sollten einschlägigen Quellen entnommen werden.

(3) Falls die Bemessung Beulberechnungen umfasst, sollten entsprechend reduzierte Werte der mechanischen Eigenschaften angesetzt werden (siehe EN 1993-1-6).

3.5 Anforderungen an die Zähigkeit

(1) Die Anforderungen an die Zähigkeit der Stähle sollten nach EN 1993-1-10 ermittelt werden.

4 Grundlagen für die statische Berechnung

4.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

4.1.1 Basis

(1) Stählerne Tragwerke und Tragwerksteile sollten so dimensioniert werden, dass die grundlegenden Anforderungen an die Bemessung nach Abschnitt 2 erfüllt sind.

4.1.2 Zu führende Nachweise

(1)P Die Bemessung muss für jeden in Frage kommenden Grenzzustand die folgende Bedingung erfüllen:

$$S_d < R_d \tag{4.1}$$

Dabei sind S und R die jeweils relevanten Parameter.

4.1.3 Ermüdung und zyklisches Plastizieren — Kurzzeitermüdung

(1) Teile des Tragwerks, die größeren örtlichen Biegebeanspruchungen unterworfen sind, sollten bei Bedarf gegen auf die Grenzzustände ‚Ermüdung‘ und ‚Zyklisches Plastizieren‘ nach EN 1993-1-6 bzw. EN 1993-1-7 nachgewiesen werden.

(2) Für Silos der Schadensfolgeklasse 1 entfallen die Nachweise nach (1).

4.1.4 Berücksichtigung von Korrosion und Abrasion

(1) Bei der Festlegung der effektiven Wanddicke für die Berechnung sollten die Abrasionseffekte des Schüttgutes an der Silowandung über die Lebensdauer des Tragwerks berücksichtigt werden.

(2) Sind keine spezifischen Informationen vorhanden, sollte für alle Bereiche, die Kontakt mit rutschendem Schüttgut haben, ein Wanddickenverlust von Δt_a infolge Abrasion angenommen werden.

ANMERKUNG Der Wert von Δt_a darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\Delta t_a = 2$ mm empfohlen.

(3) Bei der Festlegung der effektiven Wanddicke für die Berechnungen sollten die Korrosionseffekte des Schüttgutes im Kontakt mit der Silowandung berücksichtigt werden.

(4) Dem vorgesehenen Verwendungszweck entsprechende spezielle Werte für die Korrosions- und Abrasionsverluste sollten zwischen dem Tragwerksplaner, dem Bauherrn und der zuständigen Behörde vereinbart werden; dabei sind der Verwendungszweck und die Beschaffenheit des zu speichernden Schüttgutes zu beachten.

ANMERKUNG 1 Im Nationalen Anhang dürfen angemessene Werte für die Korrosions- und Abrasionsverluste für bestimmte Schüttgüter im Reibungskontakt mit bestimmten Silowandungswerkstoffen, angegeben werden, die die in EN 1991-4 definierte Schüttgutfließart berücksichtigen.

ANMERKUNG 2 Um sicherzustellen, dass die Bemessungsannahmen beim Betrieb eingehalten werden, sind geeignete Inspektionsmaßnahmen festzulegen.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

4.1.5 Berücksichtigung von Temperatureinflüssen

(1) Bei heißem Schüttgut sollten die Einflüsse von Temperaturdifferenzen zwischen Tragwerksteilen, die Kontakt mit dem heißen Material haben, und solchen, die bereits abgekühlt sind, bei der Berechnung der Spannungsverteilung in der Silowandung berücksichtigt werden.

4.2 Berechnung des Schalentragwerks eines kreisrunden Silos

4.2.1 Modellierung der Tragwerksschale

(1) Die Tragwerksschale sollte nach den Anforderungen von EN 1993-1-6 modelliert werden. Diese gelten bei Befolgung nachstehender Regeln als erfüllt.

(2) Das Tragwerksmodell sollte alle Steifen, großen Öffnungen und Anschlusssteile enthalten.

(3) Die Bemessung sollte sicherstellen, dass die angenommenen Randbedingungen eingehalten werden.

4.2.2 Berechnungsmethoden

4.2.2.1 Allgemeines

(1) Die Schalenberechnung sollte nach den Anforderungen von EN 1993-1-6 durchgeführt werden.

(2) Es darf stets ein höherwertiges Berechnungskonzept als das für die jeweilige Schadensfolgeklasse geforderte angewendet werden.

A1 (3) Wird der Silo mit unsymmetrischer Belastung aus dem Schüttgut (Teilflächenlast, exzentrisches Entleeren, unsymmetrisches Befüllen usw.) beaufschlagt, sollte das Tragwerk so modelliert werden, dass die Übertragung von Schubmembrankräften innerhalb der Silowand sowie zwischen Silowand und Ringen erfasst wird.

ANMERKUNG Die Schubübertragung zwischen Teilen der Wand und den Ringen ist besonders wichtig in Konstruktionen mit Schrauben oder anderen diskreten Verbindungsmitteln (z. B. zwischen Silowand und Trichter, zwischen Zylinderwand und Vertikalsteifen oder Auflager sowie zwischen verschiedenen Schüssen des Zylinders).

(4) Wird ein Ringträger zur Umverteilung der Silowandkräfte in diskrete Auflager verwendet und wenn Schrauben oder diskrete Verbindungsmittel zum Verbinden der Konstruktionselemente verwendet werden, sollte die durch die Schalen- und Ringträgerbiegung bedingte Schubübertragung zwischen den Teilen des Rings ermittelt werden.

(5) Der Beitrag der Steifigkeit des gelagerten Schüttgutes zur Verringerung der Wandverformungen oder zur Erhöhung des Beulwiderstandes des Schalentragwerks sollte nur dann berücksichtigt werden, wenn eine rationale Analyse durchgeführt wurde und eindeutige Beweise dafür vorliegen, dass das Schüttgut an der Wand an der festgelegten Stelle während der Entleerung nicht rutscht. In derartigen Situationen sollten die entsprechenden Angaben in Bezug auf das Fließprofil, den Druck im Schüttgut und die Eigenschaften des spezifischen gelagerten Schüttgutes nach EN 1991-4 bestimmt werden.

(6) Wenn ein Wellblechsilos Massenfluss aufweist, sollte das innerhalb der Profilbleche (Wellbleche) befindliche Schüttgut nicht als stationär in (5) angesehen werden. **A1**

4.2.2.2 Schadensfolgeklasse 3

(1) Für Silos der Schadensfolgeklasse 3 (siehe 2.3) sollten die Beanspruchungen mit Hilfe einer validierten numerischen Berechnung (z. B. einer Finite-Elemente(FE)-Schalenberechnung) (wie in EN 1993-1-6 festgelegt) ermittelt werden. Der Nachweis gegen den Grenzzustand ‚Plastische Grenze‘ nach EN 1993-1-6 darf mit Hilfe plastischer Kollapsmechanismen unter Primärspannungszuständen geführt werden.

4.2.2.3 Schadensfolgeklasse 2

(1) Für Silos der Schadensfolgeklasse 2 unter axialsymmetrischen Belastungs- und Lagerungsbedingungen darf alternativ eines der beiden folgenden Berechnungskonzepte eingesetzt werden:

- a) Die Primärspannungen können mit Hilfe der Membrantheorie ermittelt werden. Örtliche Biegeeffekte können mit Hilfe von Formeln auf der Grundlage der elastischen Biegetheorie erfasst werden.
- b) Es kann eine validierte numerische Berechnung (z. B. eine FE-Schalensberechnung) (wie in EN 1993-1-6 festgelegt) durchgeführt werden.

(2) Lässt sich die Belastung aus dem Schüttgut nicht als axialsymmetrisch betrachten, so sollte eine validierte numerische Berechnung durchgeführt werden.

(3) Ungeachtet Absatz (2) dürfen die Primärspannungen mit Hilfe der Membrantheorie ermittelt werden, wenn die Belastung über den Umfang stetig veränderlich ist (z. B. in Form der 1. Harmonischen) und nur globale Biegung erzeugt.

(4) Für Berechnungen unter Windlast und/oder Fundamentsetzungen und/oder stetig veränderlichen Teilflächenlasten (siehe EN 1991-4 bezüglich dünnwandiger Silos) darf die Semi-Membrantheorie oder die Membrantheorie angewendet werden.

(5) Bei membrantheoretischer Berechnung der primären Schalenspannungen gilt:

- a) Für diskrete Ringe, die mit einer isotropen kreiszylindrischen Schale unter Innendruck verbunden sind, darf in den effektiven Querschnitt eine mittragende Schalenlänge oberhalb und unterhalb des Ringes von $0,78\sqrt{rt}$ eingerechnet werden, es sei denn, der Ring befindet sich an der Abzweigung.
- b) Örtliche Biegeeinflüsse an Diskontinuitäten der Schalenfläche und an Auflagerungen sollten getrennt erfasst werden.

(6) Isotrope Schalenwände mit diskreten Längssteifen, deren Abstand nicht größer als $n_{vs}\sqrt{rt}$ ist, dürfen als verschmiert-längsversteift berechnet werden.

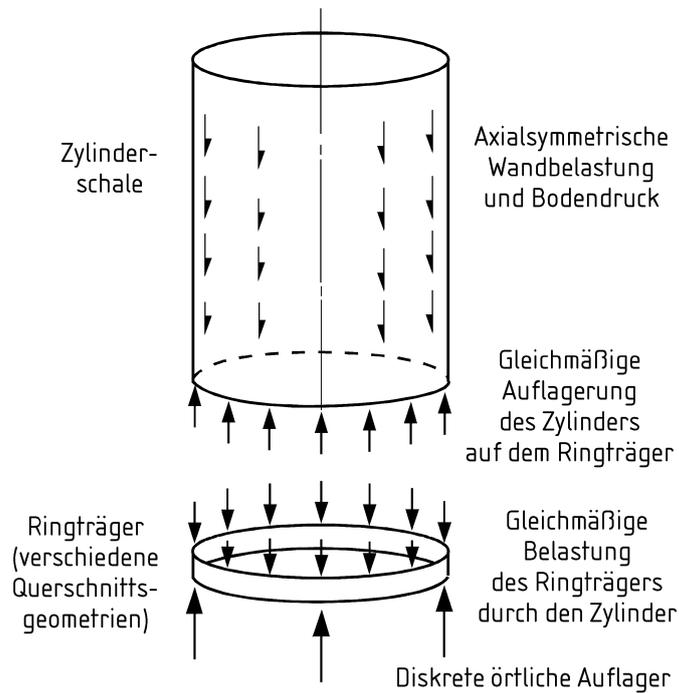
ANMERKUNG Der Wert von n_{vs} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $n_{vs} = 5$ empfohlen.

(7) Bei der Ermittlung der Steifenspannungen in einer verschmiert-längsversteift modellierten Schalenwand sollte auf eine zutreffende Erfassung der Kompatibilität zwischen Steife und Wand, einschließlich des Einflusses der Wandmembranspannungen rechtwinklig zur Steifenrichtung, geachtet werden.

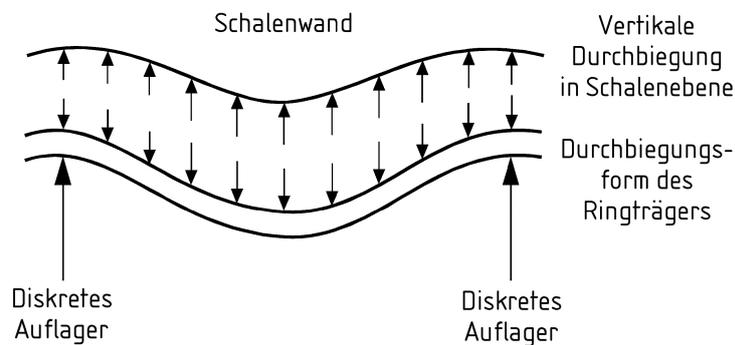
(8) Bei Anordnung eines Ringträgers über diskreten Auflagern dürfen zwar die Primärspannungen mit Hilfe der Membrantheorie ermittelt werden, jedoch sollten dabei die Anforderungen in 5.4 und 8.1.4 bezüglich zusätzlicher nicht-axialsymmetrischer Primärspannungen sorgfältig beachtet werden.

(9) Bei Anordnung eines Ringträgers über diskreten Auflagern sollte die Verformungskompatibilität zwischen Ring und anschließenden Schalensegmenten beachtet werden, siehe Bild 4.1. Das betrifft besonders die Kompatibilität der axialen Verformungen, da die eingetragenen Spannungen weit hinauf in die Schale wirken. Bei Verwendung eines solchen Ringträgers sollte darüber hinaus die Exzentrizität des Ringträgerschwer- und -schubmittelpunktes zur Schalenwand beachtet werden, siehe 8.1.4 und 8.2.3.

**DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)**



a) Traditionelles Berechnungsmodell für stützensgelagerte Silos



b) Verformungsbedingung für den Zylinder aus Kompatibilität mit der Trägerverformung

Bild 4.1 — Axiale Verformungskompatibilität zwischen Ringträger und Schale

A1 gestrichener Text **A1**

4.2.2.4 Schadensfolgeklasse 1

(1) Für Silos der Schadensfolgeklasse 1 dürfen die Primärspannungen mit Hilfe der Membrantheorie ermittelt werden; Einflüsse aus örtlicher Biegung und aus unsymmetrischen Einwirkungen dürfen mit Hilfe von Faktoren und Näherungsformeln berücksichtigt werden.

4.2.3 Geometrische Imperfektionen

(1) Die geometrischen Imperfektionen der Schalenwand sollten die in EN 1993-1-6 festgelegten Grenzwerte für geometrische Toleranzen einhalten.

(2) Bei Silos der Schadensfolgeklassen 2 und 3 sind nach Fertigstellung die geometrischen Imperfektionen zu messen, um sicherzustellen, dass die bei der Bemessung angenommene Herstellqualität erreicht wurde.

(3) Bei der Berechnung brauchen die geometrischen Imperfektionen der Schalenwand nicht explizit berücksichtigt zu werden, außer wenn eine GNIA- oder GMNIA-Berechnung nach EN 1993-1-6 durchgeführt wird.

4.3 Berechnung des Kastentragwerks eines rechteckigen Silos

4.3.1 Modellierung des Tragwerkskastens

(1) Der Tragwerkskasten sollte nach den Anforderungen von EN 1993-1-7 modelliert werden, wobei diese bei Befolgung der nachstehenden Regeln als erfüllt gelten.

(2) Das Tragwerksmodell sollte alle Steifen, großen Öffnungen und Anschlusssteile enthalten.

(3) Die Bemessung sollte sicherstellen, dass die angenommenen Randbedingungen eingehalten werden.

(4) Die Verbindungen zwischen den Kastensegmenten sollten hinsichtlich Festigkeit und Steifigkeit den Modellierungsannahmen entsprechen.

(5) Jedes Wandfeld des Kastens darf als einzelnes Plattenelement behandelt werden, sofern die beiden folgenden Bedingungen eingehalten sind:

a) Die von den benachbarten Elementen eingeleiteten Kräfte und Momente werden erfasst.

b) Die Biegesteifigkeit der benachbarten Elemente wird erfasst.

(6) Isotrope Kastenwände mit diskreten Horizontalsteifen dürfen zur Berechnung der Spannungen in den Steifen und der Wand als orthotrope Platte mit verschmierten Steifen behandelt werden, wenn der Steifenabstand nicht größer als $n_s t$ ist.

ANMERKUNG Der Wert von n_s darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $n_s = 40$ empfohlen.

(7) Bei der Ermittlung der Steifenspannungen in einer verschmiert-längsversteift modellierten Schalenwand sollte auf eine zutreffende Erfassung der Exzentrizität zwischen Steife und Wand und des Einflusses der Wandmembranspannungen rechtwinklig zur Steifenrichtung geachtet werden.

(8) Die mittragende Breite der Wand zu beiden Seiten der Steife sollte nicht größer als $n_{ew} t$ angesetzt werden, wobei t die örtliche Plattendicke ist.

ANMERKUNG Der Wert von n_{ew} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $n_{ew} = 15\epsilon$ empfohlen.

4.3.2 Geometrische Imperfektionen

(1) Die geometrischen Imperfektionen der Kastenwände sollten die in EN 1993-1-7 festgelegten Grenzwerte einhalten.

(2) Bei der Berechnung der inneren Kräfte und Momente brauchen die geometrischen Imperfektionen der Kastenwände nicht explizit berücksichtigt zu werden.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

4.3.3 Berechnungsmethoden

(1) Die Beanspruchungsgrößen in den Plattensegmenten der Kastenwände dürfen nach einer der folgenden Methoden berechnet werden:

- Gleichgewichtsbetrachtung für Membrankräfte, Balkentheorie für Biegeschnittgrößen;
- Berechnung auf der Grundlage der linearen Scheiben- und Plattentheorie;
- Berechnung auf der Grundlage der nichtlinearen Scheiben- und Plattentheorie.

(2) Silos der Schadensfolgeklasse 1 dürfen nach Methode a) in Absatz (1) berechnet werden.

(3) Silos der Schadensfolgeklasse 2 mit symmetrischer Belastung jedes Plattensegmentes dürfen ebenfalls nach Methode a) in Absatz (1) berechnet werden.

(4) Silos der Schadensfolgeklasse 2 mit unsymmetrischer Belastung sollten entweder nach Methode b) oder nach Methode c) in Absatz (1) berechnet werden.

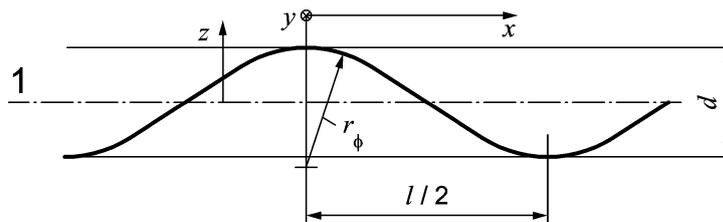
(5) Bei Silos der Schadensfolgeklasse 3 \overline{AC} (siehe 2.2) \overline{AC} sollten die Beanspruchungsgrößen entweder nach Methode b) oder Methode c) in Absatz (1) (wie in EN 1993-1-7 festgelegt) berechnet werden.

4.4 Orthotrope Ersatzsteifigkeiten von profilierten Wandblechen

(1) Profilbleche als Teile eines Silotragwerkes dürfen bei der Berechnung durch gleichmäßig orthotrope Platten bzw. Schalen ersetzt werden.

(2) Für Profilbleche mit Bogen-Tangenten-Profil oder mit Sinusprofil (Wellbleche) dürfen bei Spannungs- und Beulberechnungen des Tragwerkes die nachfolgenden Ersatzsteifigkeiten verwendet werden. Für andere Profilierungen sollten die entsprechenden Ersatzsteifigkeiten nach den mechanischen Grundsätzen berechnet werden.

$\overline{A_1}$



Legende

1 effektive Mittelfläche

Bild 4.2 — Wellblechprofil und geometrische Parameter $\overline{A_1}$

(3) Die Ersatzsteifigkeiten eines Wellbleches sollten in einem x,y -Koordinatensystem definiert werden, wobei die y -Achse parallel zur Profilierung verläuft (Geraden auf der Oberfläche) und die x -Achse rechtwinklig dazu (Wellentäler und -berge). Die Profilgeometrie sollte, unabhängig von der genauen Wellenprofilierung, durch folgende Parameter beschrieben werden, siehe Bild 4.2.

$\overline{A_1}$ Dabei ist

d die Bruttoprofilhöhe von Kuppe zu Kuppe (Wellental zu Wellenberg);

l die Wellenlänge der Profilierung;

r_{ϕ} der örtliche Radius an den Kuppen (Wellenberg bzw. -tal). $\boxed{\text{A1}}$

$\boxed{\text{A1}}$ (4) Die äquivalenten Eigenschaften des Bleches in jeder der beiden Hauptrichtungen dürfen als unabhängig behandelt werden, sodass die Beanspruchungen in einer Richtung keine Spannungen in der rechtwinkligen Richtung (d.h. keine Poisson-Effekte) erzeugen. $\boxed{\text{A1}}$

$\boxed{\text{A1}}$ (5) Die äquivalenten Dehnsteifigkeiten dürfen wie folgt angesetzt werden:

$$C_x = Et_x \quad (4.2)$$

$$C_y = Et_y \quad (4.3)$$

$$C_{xy} = Gt_{xy} \quad (4.4)$$

Dabei ist

t_x die äquivalente Dicke für die verschmierte Membransteifigkeit rechtwinklig zur Profilierung, angegeben als:

$$t_x = \frac{2t^3}{3d^2} \quad (4.5)$$

t_y die äquivalente Dicke für die verschmierte Membransteifigkeit parallel zur Profilierung, angegeben als:

$$t_y = t \left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2} \right) \quad (4.6)$$

t_{xy} die äquivalente Dicke für die verschmierte Membranschersteifigkeit, angegeben als

$$t_{xy} = \frac{t}{\left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2} \right)} \quad (4.7) \quad \boxed{\text{A1}}$$

$\boxed{\text{A1}}$ (6) Die äquivalenten Biegesteifigkeiten werden nach den Begriffen der Biegefestigkeit für Momente festgelegt, die Biegespannungen in dieser Richtung erzeugen, und dürfen wie folgt angesetzt werden:

$$D_x = EI_x \quad (4.8)$$

$$D_y = EI_y \quad (4.9)$$

$$D_{xy} = GI_{xy} \quad (4.10)$$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Dabei ist

I_x das äquivalente Flächenmoment 2. Grades (Ersatzträgheitsmoment) je Längeneinheit für die verschmierte Biegesteifigkeit rechtwinklig zur Profilierung, angegeben als:

$$I_x = \frac{t^3}{12(1-\nu^2)} \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2}\right)} \quad (4.11)$$

I_y das äquivalente Flächenmoment 2. Grades (Ersatzträgheitsmoment) je Längeneinheit für die verschmierte Biegesteifigkeit parallel zur Profilierung. Bei in 4.4 (2) beschriebenen Profilblechen darf angenommen werden:

$$I_y = \frac{td^2}{8} \left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{8l^2}\right) \quad (4.12)$$

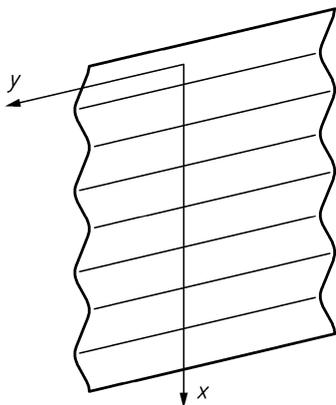
I_{xy} das äquivalente Flächenmoment 2. Grades (Ersatzträgheitsmoment) je Längeneinheit für die verschmierte Drillsteifigkeit:

$$I_{xy} = \frac{t^3}{12} \left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2}\right) \quad (4.13)$$

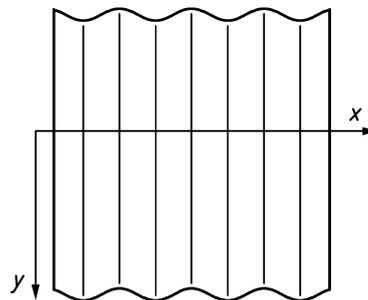
ANMERKUNG Die Vereinbarung für Biegemomente in Platten bezieht sich auf die Richtung, in der die Platte gekrümmt wird, und ist damit der für Träger geltenden Vereinbarung entgegengesetzt. Biegung parallel zur Profilierung aktiviert die Biegesteifigkeit des Profils einschließlich der Spannungen parallel zur Profilierung und ist der Hauptgrund für die Verwendung von Profilblechen. $\langle A_1 \rangle$

$\langle AC \rangle$ gestrichener Text $\langle AC \rangle$

$\langle A_1 \rangle$ (7) In kreisrunden Silos sind die Profilierungen üblicherweise in Umfangsrichtung verlaufend angeordnet. Bei dieser Anordnung sollten die Richtungen x und y in den vorstehenden Formelausdrücken den Vertikalkoordinaten x oder den Umfangskoordinaten θ entsprechen, siehe Bild 4.3 a). Bei der weniger verbreiteten Anordnung, bei der die Profilierungen vertikal verlaufen, sollten die Richtungen x und y in den vorstehenden Formelausdrücken als Umfangskoordinaten θ oder Vertikalkoordinaten x eingesetzt werden, siehe Bild 4.3 b).



a) Horizontal verlaufende Profilierungen



b) Vertikal verlaufende Profilierungen

Bild 4.3 — Profiliertes Blech (Wellblech) und Wandausrichtungen $\langle A_1 \rangle$

(8) Die Schubsteifigkeiten sollten als unabhängig von der Profilierungsrichtung angenommen werden. Der Wert von G kann mit $E/\{2(1 + \nu)\} = 80\ 800$ MPa angesetzt werden.

A7 (9) In rechteckigen Silos sind die Profilierungen üblicherweise horizontal (in Umfangsrichtung) verlaufend angeordnet. Bei dieser Anordnung sollten die Richtungen x und y in den vorstehenden Formelausdrücken den Vertikalkoordinaten x oder den Horizontalkoordinaten y entsprechen, siehe Bild 4.3 a). Bei der weniger verbreiteten Anordnung, bei der die Profilierungen vertikal verlaufen, sollten die Richtungen x und y in den vorstehenden Formelausdrücken im realen Tragwerk vertauscht werden und den Vertikalkoordinaten y oder den Horizontalkoordinaten x entsprechen, siehe Bild 4.3 b). **A1**

5 Bemessung von zylindrischen Wänden

5.1 Grundlagen

5.1.1 Allgemeines

(1) Zylindrische Stahlsilowände sollten so dimensioniert werden, dass die grundlegenden Bemessungsanforderungen für die Grenzzustände der Tragfähigkeit nach Abschnitt 2 erfüllt sind.

(2) Die Tragsicherheitsnachweise der Zylinderschale sollten nach den Regeln von EN 1993-1-6 geführt werden.

5.1.2 Bemessung der Silowand

(1) Die zylindrische Silowand sollte im Rahmen der in EN 1993-1-6 festgelegten Grenzzustände der Tragfähigkeit für folgende Phänomene nachgewiesen werden:

- globale Stabilität und statisches Gleichgewicht.

LS1: Grenzzustand ‚Plastische Grenze‘ (einschließlich ‚Zugbruch‘)

- Widerstand gegen Bersten oder Zugbruch oder plastisches Versagen (Kollaps durch Bildung eines plastischen Mechanismus, exzessives Fließen) unter Innendruck oder sonstigen Einwirkungen;
- Widerstand von Stößen, Anschlüssen und Verbindungen.

LS2: Grenzzustand ‚Zyklisches Plastizieren‘

- Widerstand gegen örtliches Biegefließen;
- Lokale Effekte.

LS3: Grenzzustand ‚Beulen‘

- Widerstand gegen Beulen unter Axialdruckbeanspruchung;
- Widerstand gegen Beulen unter Außendruck (Wind und/oder Teilvakuum);
- Widerstand gegen Beulen unter Schubbeanspruchung infolge unsymmetrischer Einwirkungen;
- Widerstand gegen Beulen unter Schubbeanspruchung im Bereich eingebundener Stützen;
- Widerstand gegen örtliches Versagen über Auflagern;
- Widerstand gegen örtliches Krüppeln im Bereich von Öffnungen;
- Widerstand gegen örtliches Beulen unter unsymmetrischer Belastung.

LS4: Grenzzustand ‚Ermüdung‘

- Widerstand gegen Ermüdungsbruch.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(2) Die Schalenwand sollte den Anforderungen von EN 1993-1-6 entsprechen; bei Anwendung der in den nachstehenden Abschnitten 5.3 bis 5.6 angegebenen Regeln gelten jene Anforderungen als erfüllt.

(3) Für Silos der Schadensfolgeklasse 1 dürfen die Grenzzustände ‚Zyklisches Plastizieren‘ und ‚Ermüdung‘ außer Acht gelassen werden.

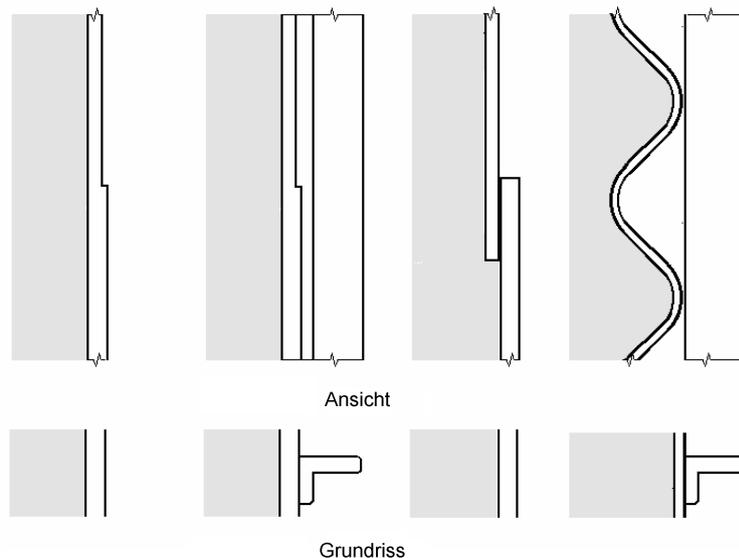
5.2 Unterscheidung zwischen verschiedenen Formen zylindrischer Schalen

(1) Für eine aus ebenen gewalzten Stahlblechen gefertigte Schalenwand – als ‚isotrop‘ bezeichnet (siehe Bild 5.1) – sollten die Nachweise nach 5.3.2 geführt werden.

(2) Für eine aus profiliertem Stahlblech (Wellblech) gefertigte Schalenwand, bei der die Profilierung in Umfangsrichtung verläuft – als ‚horizontal profiliert‘ bezeichnet (siehe Bild 5.1) –, sollten die Nachweise nach 5.3.4 geführt werden. Verläuft die Profilierung in Meridianrichtung – als ‚vertikal profiliert‘ bezeichnet –, so sollten die Nachweise nach 5.3.5 geführt werden.

(3) Für eine mit Außensteifen versehene Schalenwand – als ‚außenversteift‘ bezeichnet (siehe Bild 5.1) – sollten die Nachweise unabhängig vom Steifenabstand nach 5.3.3 geführt werden.

(4) Für eine Schalenwand, in der zusammentreffende Blechsegmente überlappend miteinander verbunden werden – als ‚überlappt gestoßen‘ (auch ‚Überlappstoß‘) bezeichnet (siehe Bild 5.1) –, sollten die Nachweise nach 5.3.2 geführt werden.



Isotrope, außenversteifte, überlappt gestoßene und horizontal profilierte Wände

Bild 5.1 — Darstellung der Formen zylindrischer Schalen

5.3 Tragsicherheitsnachweise für zylindrische Silowände

5.3.1 Allgemeines

(1) Die Zylinderschale sollte den Bestimmungen von EN 1993-1-6 entsprechen. Diese gelten als erfüllt, wenn die Nachweise nach den folgenden Regeln geführt werden.

5.3.2 Isotrope, geschweißte oder geschraubte Wände

5.3.2.1 Allgemeines

- (1) Der Wandquerschnitt sollte so dimensioniert werden, dass er einem Versagen durch Zugbruch oder plastischen Kollaps widersteht.
- (2) Die Stöße sollten so ausgebildet werden, dass sie einem Zugbruch im Nettoquerschnitt widerstehen.
- (3) Gegebenenfalls sollte die Exzentrizität an Überlappstößen beim Nachweis gegen Zugbruch berücksichtigt werden.
- (4) Die Schalenwand sollte so dimensioniert werden, dass sie einem Stabilitätsversagen (Beulen) widersteht.

5.3.2.2 Vorhandene Schnittgrößen (Bemessungsschnittgrößen)

- (1) Unter Innendruck, Wandreibungslast und allen weiteren relevanten Bemessungslasten sollten die Bemessungsschnittgrößen an jeder Stelle der Schale, gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Innendrucks und der Wandreibungslast, berechnet werden.

ANMERKUNG 1 Jede Gruppe von Bemessungsschnittgrößen für die Belastung eines Silos durch ein gespeichertes Schüttgut sollte auf jeweils einem einheitlichen Satz von Schüttguteigenschaften beruhen.

ANMERKUNG 2 Werden die Bemessungsschnittgrößen berechnet, um damit den Nachweis gegen den Grenzzustand ‚Plastische Grenze‘ zu führen, so sollten die Schüttguteigenschaften in der Regel so gewählt werden, dass der Innendruck maximal ist, und es sollte die in EN 1991-4 festgelegte Entleerung mit Teilflächenbelastung gewählt werden.

ANMERKUNG 3 Werden die Bemessungsschnittgrößen berechnet, um damit den Nachweis gegen den Grenzzustand ‚Beulen‘ unter Schüttgutbelastung zu führen, so sollten die Schüttguteigenschaften in der Regel so gewählt werden, dass der Axialdruck maximal ist, und es sollte die in EN 1991-4 festgelegte Entleerung mit Teilflächenbelastung gewählt werden. Trägt jedoch der Innendruck zur Erhöhung des Beulwiderstandes bei, so sollten nur die Fülldrücke (für einen konsistenten Satz von Füllguteigenschaften) in Verbindung mit den Entleerungsaxialkräften angesetzt werden, da die günstig wirkenden Drücke örtlich auf die Füllwerte abfallen können, obgleich sich der Axialdruck aus dem Entleerungszustand ergibt.

- (2) Wird bei der Berechnung der Bemessungsspannungen in der Schale die Membrantheorie angewendet, so sollte die Schale an jeder Stelle dem höchsten Druck widerstehen können.
- (3) Da bei hochgradig lokalen Drücken die tatsächlichen Membrankräfte kleiner sein können als membrantheoretisch berechnet, dürfen die in EN 1993-1-6 angegebenen Bestimmungen für spannungsbasierte, direkte oder numerisch gestützte Tragsicherheitsnachweise angewendet werden, um zu einer wirtschaftlicheren Bemessung zu gelangen.

- (4) Bei membrantheoretischer Berechnung darf das resultierende zweidimensionale Feld der Membrankräfte $n_{x,Ed}$, $n_{\theta,Ed}$ und $n_{x\theta,Ed}$ wie folgt in eine Bemessungs-Vergleichsspannung umgerechnet werden:

$$\sigma_{e,Ed} = \frac{1}{t} \sqrt{n_{x,Ed}^2 + n_{\theta,Ed}^2 - n_{x,Ed} n_{\theta,Ed} + 3 n_{x\theta,Ed}^2} \quad (5.1)$$

- (5) Bei biegetheoretischer Berechnung (LA-Berechnung) darf das resultierende zweidimensionale Feld der Primärschnittgrößen $n_{x,Ed}$, $n_{\theta,Ed}$, $n_{x\theta,Ed}$, $m_{x,Ed}$, $m_{\theta,Ed}$, $m_{x\theta,Ed}$ wie folgt in fiktive Spannungskomponenten

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{n_{x,Ed}}{t} \pm \frac{m_{x,Ed}}{t^2/4}, \quad \sigma_{\theta,Ed} = \frac{n_{\theta,Ed}}{t} \pm \frac{m_{\theta,Ed}}{t^2/4} \quad (5.2)$$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

$$\tau_{x\theta,Ed} = \frac{n_{x\theta,Ed}}{t} \pm \frac{m_{x\theta,Ed}}{t^2/4} \quad (5.3)$$

und anschließend in eine Bemessungs-Vergleichsspannung umgerechnet werden:

$$\sigma_{e,Ed} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \sigma_{\theta,Ed} + 3 \tau_{x\theta,Ed}^2} \quad (5.4)$$

ANMERKUNG Die vorstehenden Ausdrücke (Fließbedingung nach Ilyushin) liefern eine für Bemessungszwecke vereinfachte konservative Vergleichsspannung.

5.3.2.3 LS1: Plastische Grenze oder Zugbruch

(1) Der Bemessungswiderstand gegen Membrankräfte sollte sowohl für geschweißte als auch geschraubte Schalenwände in Form des Vergleichsspannungswiderstandes $f_{e,Rd}$ angegeben werden; diese beträgt:

$$f_{e,Rd} = f_y / \gamma_{M0} \quad (5.5)$$

(2) Der Bemessungswiderstand an Überlappstößen in geschweißten Schalenwänden $f_{e,Rd}$ sollte durch ein fiktives Festigkeitskriterium wie folgt beurteilt werden:

$$f_{e,Rd} = j f_y / \gamma_{M0} \quad (5.6)$$

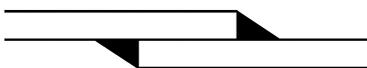
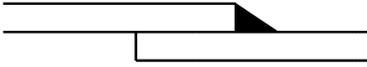
Dabei ist

j der Verbindungswirksamkeitsfaktor.

(3) Die Verbindungswirksamkeit von überlappt geschweißten Stößen mit durchgehenden Kehlnähten sollte mit $j = j_1$ angesetzt werden. AC Einfach geschweißte Überlappstöße sollten nicht verwendet werden, wenn mehr als 20 % des Wertes von $\sigma_{e,Ed}$ in Gleichung (5.4) aus Biegemomenten resultieren. AC

ANMERKUNG Der Wert von j_1 darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für j_1 empfohlenen Werte AC sind in der nachstehenden Tabelle AC für verschiedene Ausführungen von Stößen angegeben. AC gestrichelter Text AC

Verbindungswirksamkeit j_i von geschweißten Überlappstößen

Verbindungsart	Skizze	Wert von j_i
Doppelt geschweißter Überlappstoß		$j_1 = 1,0$
Einfach geschweißter Überlappstoß		$j_2 = 0,35$

(4) Der Bemessungswiderstand gegen Membrankräfte im Nettoquerschnitt einer geschraubten Schalenwand sollte in Form von Membrankraftwiderständen angesetzt werden; diese betragen:

— in Meridianrichtung:

$$n_{x,Rd} = f_u t / \gamma_{M2} \quad (5.7)$$

— in Umfangsrichtung:

$$n_{\theta,Rd} = f_u t / \gamma_{M2} \quad (5.8)$$

— für den Schubwiderstand:

$$n_{x\theta,Rd} = 0,57 f_y t / \gamma_{M0} \quad (5.9)$$

(5) Geschraubte Verbindungen sollten nach EN 1993-1-8 oder EN 1993-1-3 bemessen werden. Der Einfluss der Schraub- bzw. Nietlöcher sollte ebenfalls nach EN 1993-1-1 unter Anwendung der entsprechenden Anforderungen für Zug-, Druck- oder Schubbeanspruchung berücksichtigt werden.

(6) Der Widerstand gegen lokale Belastungen aus Anschlussbauteilen sollte nach 5.4.6 behandelt werden.

(7) An jeder Stelle des Tragwerks sollte folgender Spannungsnachweis geführt werden:

$$\sigma_{e,Ed} \leq f_{e,Rd} \quad (5.10)$$

(8) An jedem Stoß innerhalb des Tragwerks sollte der zutreffende unter den folgenden Schnittgrößennachweisen geführt werden:

$$n_{x,Ed} \leq n_{x,Rd} \quad (5.11)$$

$$n_{\theta,Ed} \leq n_{\theta,Rd} \quad (5.12)$$

$$n_{x\theta,Ed} \leq n_{x\theta,Rd} \quad (5.13)$$

5.3.2.4 LS3: Beulen unter Axialdruckbeanspruchung

(1) Der Bemessungswiderstand gegen Axialdruckbeulen sollte an jeder Stelle des Tragwerks ermittelt werden, und zwar unter Berücksichtigung der spezifischen Herstelltoleranz-Qualitätsklasse, der Größe des garantiert gleichzeitig wirkenden Innendrucks p und der Ungleichmäßigkeit der Axialdruckbeanspruchung in Umfangsrichtung. Bei der Bemessung sollten alle Bereiche der Schale berücksichtigt werden. Druckmembrankräfte sollten in Beulberechnungen positiv eingeführt werden, um ständige negative Zahlenwerte zu vermeiden.

(2) Die Herstelltoleranz-Qualitätsklasse sollte nach Tabelle 5.1 spezifiziert werden.

Tabelle 5.1 — Herstelltoleranz-Qualitätsklassen

Herstelltoleranz-Qualitätsklasse der Konstruktion	Qualitätsparameter Q	Beschränkungen bezüglich der Schadensfolgeklasse
Normal	16	Obligatorisch für Schadensfolgeklasse 1
Hoch	25	
Exzellente	40	Nur für Schadensfolgeklasse 3 zulässig

ANMERKUNG Die Toleranzanforderungen für die Herstelltoleranz-Qualitätsklassen sind in EN 1993-1-6 und EN 1090 angegeben.

(3) Die charakteristische Imperfektionsamplitude w_{ok} sollte wie folgt angesetzt werden:

$$w_{ok} = \frac{t}{Q} \sqrt{\frac{\bar{r}}{t}} \quad (5.14)$$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(4) Der elastische Imperfektions-Abminderungsfaktor α_0 für Axialdruckbeulen ohne Innendruck sollte wie folgt berechnet werden:

A1

$$\alpha_0 = \frac{0,83}{1 + 2,2 \Psi(w_{ok}/t)^{0,88}} \quad (5.15) \quad \mathbf{A1}$$

Dabei ist Ψ der Parameter für die Ungleichmäßigkeit der Axialdruckbeanspruchung in Umfangsrichtung; er ist im Falle konstanten Axialdruckes gleich 1 und wird für ungleichmäßigen Axialdruck in Absatz (8) angegeben.

(5) Bei gleichzeitig wirkendem Innendruck ist der elastische Imperfektions-Abminderungsfaktor α durch den kleineren der beiden folgenden innendruckbeeinflussten Imperfektions-Abminderungsfaktoren α_{pe} und α_{pp} zu ersetzen. Diese sind für den jeweils lokalen Wert des Innendruckes p zu ermitteln. Für Silos, die nach den Regeln für die Schadensfolgeklasse 1 bemessen werden, sollte der elastische Imperfektions-Abminderungsfaktor nicht größer als α angesetzt werden.

(6) Der Imperfektions-Abminderungsfaktor α_{pe} , der die innendruckinduzierte elastische Stabilisierung erfasst, ist mit dem kleinstmöglichen lokalen Innendruck, der an der betrachteten Stelle gleichzeitig mit dem Axialdruck auftritt (d. h. garantiert gleichzeitig vorhanden ist), wie folgt zu ermitteln:

$$\alpha_{pe} = \alpha_0 + (1 - \alpha_0) \left(\frac{\bar{p}_s}{\bar{p}_s + \frac{0,3}{\sqrt{\alpha_0}}} \right) \quad (5.16)$$

mit:

$$\bar{p}_s = \frac{p_s r}{t \sigma_{x,Rcr}} \quad (5.17)$$

Dabei ist

- p_s der kleinste zuverlässige Bemessungswert des lokalen Innendruckes (siehe EN 1991-4);
 $\sigma_{x,Rcr}$ die ideale Axialbeulspannung (siehe Gleichung (5.28)).

A1 (7) Der Imperfektions-Abminderungsfaktor α_{pp} , der die innendruckinduzierte plastische Destabilisierung erfasst, sollte mit dem größtmöglichen örtlichen Innendruck p_g , der an der betrachteten Stelle, bei der die örtliche Wanddicke gleich t ist, gleichzeitig mit dem örtlichen Wert des Axialdruckes auftreten kann, der Beulen verursachen kann, wie folgt ermittelt werden:

$$\alpha_{pp} = \left\{ 1 - \left(\frac{\bar{p}_g}{\bar{\lambda}_x^2} \right) \right\} \left[1 - \frac{1}{1,12 + s^{3/2}} \right] \left[\frac{s^2 + 1,21 \bar{\lambda}_x^2}{s(s+1)} \right] \quad (5.18)$$

Dabei ist

$$\bar{p}_g = \frac{p_g}{\sigma_{x,Rcr}} \cdot \frac{r}{t} \quad (5.19)$$

$$s = \left(\frac{1}{400} \right) \left(\frac{r}{t} \right) \quad (5.20)$$

$$\bar{\lambda}_x^2 = \frac{f_y}{\sigma_{x, Rcr}} \quad (5.21)$$

Dabei ist

p_g der größte Bemessungswert des örtlichen Innendrucks (siehe EN 1991-4).

Verschiedene Extremwerte der Werkstoffeigenschaften für einen in EN 1991-4 festgelegten Feststoff führen zu unterschiedlichen verknüpften Werten von axialer Kraft und Innendruck. Ein einheitliches Wertepaar sollte jedes Mal verwendet werden, wenn die Formelaudrücke (5.16) und (5.18) angewendet werden. **A1**

A1 (7a) Die Erhöhung des Beulwiderstandes des Schalentragerwerks infolge der elastischen Steifigkeit des gelagerten Schüttgutes darf nur dann berücksichtigt werden, wenn eine rationale Analyse durchgeführt wurde und eindeutige Beweise dafür vorliegen, dass das Schüttgut an der Wand an der festgelegten Stelle während der Entleerung nicht rutscht und die entsprechenden Angaben in Bezug auf das Fließprofil, den Druck im Schüttgut und die Eigenschaften des spezifischen gelagerten Schüttgutes nach EN 1991-4 bestimmt werden. **A1**

(8) Bei ungleichmäßiger Verteilung der Axialdruckbeanspruchung in Umfangsrichtung sollte der positive Einfluss auf den elastischen Imperfektions-Abminderungsfaktor durch den Parameter ψ für die Spannungsungleichförmigkeit erfasst werden. Er sollte aus der linear elastisch berechneten axialen Membrandruckspannungsverteilung in Umfangsrichtung für die betrachtete Höhenkote nach Bild 5.2 ermittelt werden. Der Bemessungswert der axialen Membrandruckspannung $\sigma_{x,Ed}$ an dem am stärksten beanspruchten Punkt auf dieser Höhenkote wird mit $\sigma_{x0,Ed}$ bezeichnet.

Der Bemessungswert der axialen Membrandruckspannung an einem zweiten Punkt auf derselben Höhenkote, der vom ersten Punkt entlang des Umfangs

$$y = r \Delta\theta = 4\sqrt{rt} \quad (5.22)$$

entfernt ist, wird mit $\sigma_{x1,Ed}$ bezeichnet.

(9) Liegt der Wert des Spannungsverhältnisses

$$s = \left(\frac{\sigma_{x1,Ed}}{\sigma_{x0,Ed}} \right) \quad (5.23)$$

A1 im Bereich von $0,3 < s < 0,8$, so ist die vorstehende **A1** Anordnung des zweiten Punktes zufrieden stellend. Falls der Wert von s außerhalb dieses Bereichs liegt, sollte ein anderer Wert für $r \Delta\theta$ gewählt werden, und zwar so, dass der Wert von $s = 0,5$ ist. Die folgende Berechnung sollte dann mit einem entsprechend angepassten Wertepaar für s und $\Delta\theta$ durchgeführt werden.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

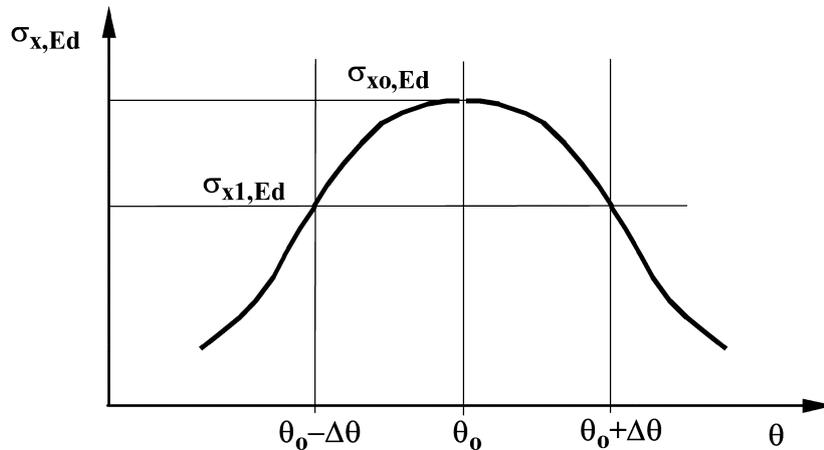


Bild 5.2 — Darstellung der örtlichen Verteilung der axialen Membranspannungen in Umfangsrichtung

(10) Die Ersatzharmonische j der Spannungsverteilung sollte wie folgt berechnet werden:

$$j = 0,25 \sqrt{\frac{r}{t}} \cdot \arccos\left(\frac{\sigma_{x1,Ed}}{\sigma_{x0,Ed}}\right) \quad (5.24)$$

Damit erhält man den Parameter ψ für die Spannungsungleichförmigkeit wie folgt:

$$\psi = \frac{1 - b_1 j}{1 + b_2 j} \quad (5.25)$$

mit:

$$b_1 = 0,5 \sqrt{\frac{t}{r}} \quad (5.26)$$

$$b_2 = \frac{(1 - b_1)}{\psi_b} - 1 \quad (5.27)$$

Dabei ist

ψ_b der Wert des Parameters für die Spannungsungleichförmigkeit bei globaler Biegung.

ANMERKUNG Der Wert von ψ_b darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\psi_b = 0,40$ empfohlen.

(11) Die Grenzharmoische j , ab der keine imperfektionsbedingte Reduktion unter den idealen Beulwiderstand bei gleichförmiger Druckverteilung mehr auftritt, darf mit $j_\infty = 1/b_1$ angenommen werden. Falls sich zeigt, dass $j > j_\infty$ ist, sollte der Wert von j mit $j = j_\infty$ angesetzt werden.

(12) An horizontalen Überlappstößen, die für die rechtwinklig durchlaufende axiale Membrandruckkraft eine Exzentrizität darstellen, sollte der in den Absätzen (4) bis (7) angegebene Imperfektions-Abminderungsfaktor α auf α_L reduziert werden, sofern die Exzentrizität zwischen den Mittelflächen der beiden Bleche größer ist als $k_1 t$ und der Dickensprung nicht größer ist als $k_2 t$; dabei ist t die Dicke des dünneren Bleches am Stoß. Ist die Exzentrizität kleiner als der genannte Wert, oder ist der Dickensprung

größer als der genannte Wert, so braucht der Imperfektions-Abminderungsfaktor α nicht reduziert zu werden.

ANMERKUNG 1 Die Werte von α_L , k_1 und k_2 dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden folgende Werte empfohlen: $\alpha_L = 0,7\alpha$, $k_1 = 0,5$ und $k_2 = 0,25$, wobei α der jeweiligen Situation entsprechend durch α_o , α_{pe} oder α_{pp} gegeben ist.

ANMERKUNG 2 Die Beultragfähigkeit fällt nur dann unter den sonst geltenden Wert, wenn der untere Schuss nicht dick genug ist, um bei Auftreten einer Imperfektion unmittelbar über dem Überlappstoß die Ausbildung einer weicheeren Beule zu verhindern.

(13) Die ideale Axialbeulspannung der isotropen Schalenwand sollte wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{x,Rcr} = \frac{E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \cdot \frac{t}{r} = 0,605 E \frac{t}{r} \quad (5.28)$$

(14) Die charakteristische Axialbeulspannung erhält man bei Verwendung des entsprechenden Imperfektions-Abminderungsfaktors α aus den Absätzen (4), (5), (6), (7) und (8) zu:

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x f_y \quad (5.29)$$

ANMERKUNG Die spezielle Vorgehensweise mit σ_{Rk} und σ_{Rd} als charakteristischem und Bemessungsbeulwiderstand folgt der Vereinbarung in EN 1993-1-6 für Schalentragwerke und unterscheidet sich von derjenigen in EN 1993-1-1.

(15) Der Abminderungsbeiwert für Schalenbeulen χ_x sollte als Funktion des bezogenen Schalenschlankheitsgrades $\bar{\lambda}_x$ wie folgt ermittelt werden:

$$\chi_x = 1 \quad \text{wenn } \bar{\lambda}_x \leq \bar{\lambda}_0 \quad (5.30)$$

$$\chi_x = 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda}_x - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^\eta \quad \text{wenn } \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda}_x < \bar{\lambda}_p \quad (5.31)$$

$$\chi_x = \frac{\alpha}{\bar{\lambda}_x^2} \quad \text{wenn } \bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda}_x \quad (5.32)$$

mit:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{x,Rcr}}} \quad (5.33)$$

$$\bar{\lambda}_0 = 0,2 \quad (5.34)$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1-\beta}} \quad (5.35)$$

Dabei ist α als der entsprechende Wert von α_o , α_{pe} , α_{pp} oder α_L zu wählen.

ANMERKUNG Die Werte von β und η dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. A1 Es werden folgende Werte empfohlen:

$$\beta = 1 - \frac{0,95}{1 + 1,2 (w_{ok}/t)} \quad \eta = \frac{5,4}{1 + 4,6 (w_{ok}/t)} \quad \text{und } \chi_h = 1,0. \span style="border: 1px solid black; padding: 0 2px;">A1$$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(16) Die Bemessungs-Axialbeulspannung sollte wie folgt ermittelt werden:

$$\sigma_{x,Rd} = \sigma_{x,Rk} / \gamma_{M1} \quad (5.36)$$

mit γ_{M1} nach 2.9.2.

(17) Die Bemessungsmembrankräfte sollten an jeder Stelle des Tragwerks folgende Bedingung erfüllen:

$$n_{x,Ed} \leq t \sigma_{x,Rd} \quad (5.37)$$

(18) An Überlappstößen, die die in (12) festgelegten Bedingungen erfüllen, braucht die Messung der größten zulässigen messbaren Vorbeul-Imperfektion nicht über den Stoß hinweg durchgeführt zu werden.

(19) Der Nachweis der Schalenwand gegen Axialbeulen über einem diskreten Auflager oder im Bereich einer Konsole (z. B. zur Lagerung einer Förderbrücke) oder im Bereich einer Öffnung sollte nach den Regeln in 5.6 erfolgen.

5.3.2.5 LS3: Beulen unter Außendruck — Teilvakuum und/oder Windlast

(1) Der Beulsicherheitsnachweis sollte nach EN 1993-1-6 geführt werden; die dortigen Anforderungen gelten jedoch als erfüllt, wenn die Nachweise nach den folgenden Regeln geführt werden.

(2) Der untere Rand der Zylinderschale sollte wirksam verankert werden, um vertikalen Verschiebungen zu widerstehen; siehe 5.4.7.

(3) Unter Windlast oder Teilvakuum sollte die Silowand in Abschnitte zwischen Versteifungsringen, Blechdickensprüngen oder gehaltenen Rändern unterteilt werden.

(4) Für jeden Wandabschnitt bzw. für jede Gruppe von Wandabschnitten, in denen sich eine Beule ausbilden könnte, sollte eine Beulberechnung durchgeführt werden, wobei mit dem dünnsten Abschnitt zu beginnen ist und dann sukzessive weitere hinzugefügt werden. Aus diesen alternativen Berechnungen sollte der niedrigste Bemessungsbeuldruck abgeleitet werden.

(5) Der ideale Außenbeuldruck für eine isotrope Zylinderwand sollte wie folgt berechnet werden:

$$p_{n,Rcru} = 0,92 C_b C_w E \left(\frac{r}{l} \right) \left(\frac{t}{r} \right)^{2,5} \quad (5.38)$$

Dabei ist

- t die Dicke des dünnsten Abschnittes der Wand;
- l die Höhe zwischen Versteifungsringen oder gehaltenen Rändern;
- C_b der Beiwert für Außendruckbeulen;
- C_w der Beiwert für die Winddruckverteilung.

(6) Der Parameter C_b ergibt sich in Abhängigkeit von der konstruktiven Ausbildung am oberen Rand aus Tabelle 5.2.

Tabelle 5.2 — Werte für den Parameter C_b für Außendruckbeulen

Konstruktive Ausbildung des oberen Randes	Dach ist verformungsschlüssig (kontinuierlich) mit der Wand verbunden	Oberer Versteifungsring erfüllt 5.3.2.5 (12)–(14)	Oberer Versteifungsring erfüllt nicht 5.3.2.5 (12)–(14)
C_b	1,0	1,0	0,6

(7) Gehört der Silo zu einer eng stehenden Silogruppe, so sollte der auf den windzugewandten Meridian (Staumeridian) bezogene Beiwert für die Winddruckverteilung mit $C_w = 1,0$ angesetzt werden.

(8) Für einen einzeln stehenden Silo unter Windlast allein sollte der auf den windzugewandten Meridian (Staumeridian) bezogene Beiwert für die Winddruckverteilung C_w als der größere der folgenden beiden Werte angesetzt werden:

$$C_w = \frac{2,2}{\left(1 + 0,1 \sqrt{C_b \frac{r}{l} \sqrt{\frac{r}{t}}}\right)} \quad (5.39)$$

$$C_w = 1,0 \quad (5.40)$$

A1 (9) Für einen einzeln stehenden Silo, der einer Kombination aus Windlast und Teilvakuum ausgesetzt ist, sollte der in Ausdruck (5.38) verwendete Wert von C_w zu C_{wc} modifiziert und wie folgt berechnet werden:

$$C_{wc} = \frac{p_{nu} + C_w p_{nw}}{p_{nu} + p_{nw}} \quad (5.40 a)$$

Dabei ist

p_{nu} der Bemessungswert des konstanten Außendrucks;

p_{nw} der Bemessungswert des Staudrucks des Windes;

C_w der auf den windzugewandten Meridian (Staumeridian) bezogene Beiwert für die Winddruckverteilung, angegeben in (8). **A1**

(10) Der auf den windzugewandten Meridian (Staumeridian) bezogene Bemessungsbeuldruck unter Windlast und/oder Teilvakuum sollte wie folgt ermittelt werden:

$$p_{n,Rd} = \alpha_n p_{n,Rcru} / \gamma_{M1} \quad (5.41)$$

Dabei ist α_n der elastische Imperfektions-Abminderungsfaktor, und γ_{M1} ist 2.9.2 zu entnehmen.

ANMERKUNG Der Wert von α_n darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\alpha_n = 0,5$ empfohlen.

(11) Der Beulsicherheitsnachweis ist wie folgt zu führen:

$$p_{n,Ed} \leq p_{n,Rd} \quad (5.42)$$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Dabei ist

$p_{n,Ed}$ der Bemessungswert des größten vorhandenen Außendruckes aus Windlast und/oder Teilvakuum.

(12) Um den oberen Zylinderrand als durch eine Ringsteife ausreichend gehalten behandeln zu dürfen, sollte diese Steife sowohl eine Festigkeitsbedingung als auch eine Steifigkeitsbedingung erfüllen. Falls keine gründlichere Untersuchung mit Hilfe einer numerischen Analyse durchgeführt wird, sollten die Bemessungswerte der Normalkraft und des Biegemoments in Umfangsrichtung, letzteres um die vertikale Achse des Ringquerschnittes wie folgt angesetzt werden:

$$N_{\theta,Ed} = 0,5 r L p_{n,Ed} \quad (5.43)$$

$$M_{\theta,Ed} = M_{\theta,Edo} + M_{\theta,Edw} \quad (5.44)$$

mit:

$$M_{\theta,Edo} = 0,0033 p_{nS1} r^2 L \left(\frac{p_{nS1}}{p_{nS1} - p_{n,Edu}} \right) \quad (5.45)$$

$$M_{\theta,Edw} = 0,17 p_{n,Edw} r^2 L \left(\frac{p_{n,Edu}}{p_{nS1} - p_{n,Edu}} \right) \quad (5.46)$$

$$p_{nS1} = \frac{6 EI_z}{r^3 L} \quad (5.47)$$

Dabei ist

$p_{n,Edu}$ der Bemessungswert des konstanten Anteils des Außendruckes unter Windlast und/oder Teilvakuum;

$p_{n,Edw}$ der Bemessungswert des Drucks am Staumeridian unter Windlast;

p_{nS1} der Bezugsdruck für die Berechnung des Umfangsbiegemoments;

$M_{\theta,Edo}$ der Bemessungswert des aus Unrundheiten resultierenden Biegemoments;

$M_{\theta,Edw}$ der Bemessungswert des durch Wind verursachten Biegemoments;

I_z das Flächenmoment 2. Grades (Trägheitsmoment) der Ringsteife für Umfangsbiegung;

L die Gesamthöhe der Schalenwand;

t die Dicke des dünnsten Schusses.

(13) Wird die Ringsteife am oberen Zylinderrand durch Kaltformen ausgeführt, so sollte der nach Gleichung (5.45) berechnete Wert von $M_{\theta,Edo}$ um 15 % erhöht werden.

(14) Die Biegesteifigkeit EI_z einer Ringsteife am oberen Zylinderrand um ihre vertikale Querschnittsachse (Umfangsbiegung) sollte größer als der größere der folgenden beiden Werte sein:

$$EI_{z,\min} = k_1 E L t^3 \quad (5.48)$$

und

$$EI_{z,\min} = 0,08 C_w E r t^3 \sqrt{\frac{r}{t}} \quad (5.49)$$

Dabei ist

C_w der in den Absätzen (7) oder (8) angegebene Beiwert für die Winddruckverteilung.

ANMERKUNG Der Wert von k_1 darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_1 = 0,1$ empfohlen.

5.3.2.6 LS3: Beulen unter Membranschubbeanspruchung

(1) Wenn größere Teile einer Silowand unter Membranschubbeanspruchung stehen (z. B. aus exzentrischem Befüllen, aus Erdbebenbelastung usw.), sollte als zugehöriger Beulwiderstand derjenige einer torsionsbeanspruchten Zylinderschale verwendet werden. Die axiale Veränderlichkeit des Schubs darf berücksichtigt werden.

(2) Die ideale Schubbeulspannung einer isotropen Silowand sollte wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{x\theta, Rcr} = 0,75 E \left(\frac{r}{l}\right)^{0,5} \left(\frac{t}{r}\right)^{1,25} \quad (5.50)$$

Dabei ist

t die Dicke des dünnsten Schusses der Schale;

l die Höhe zwischen Versteifungsringen oder gehaltenen Rändern.

(3) Ein Versteifungsring, der für einen schubbeulgefährdeten Abschnitt einen gehaltenen Rand darstellen soll, sollte um seine Achse für Umfangsbiegung eine Biegesteifigkeit EI_z von mindestens

$$EI_{z, \min} = k_s E t^3 \sqrt{r l} \quad (5.51)$$

haben, wobei die Größen l und t zur kritischsten Beulform nach Absatz (2) gehören.

ANMERKUNG Der Wert von k_s darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_s = 0,10$ empfohlen.

(4) Wenn die Schubbeanspruchung τ innerhalb des Tragwerkes linear mit der Höhe variiert, darf die ideale Schubbeulspannung am Punkt des größten Schubs wie folgt erhöht werden:

$$\tau_{x\theta, Rcr} = 1,4 E \left(\frac{r}{l_0}\right)^{0,5} \left(\frac{t}{r}\right)^{1,25} \quad (5.52)$$

wobei l_0 wie folgt zu bestimmen ist:

$$l_0 = \frac{\tau_{x\theta, Ed, \max}}{\left(\frac{d\tau_{x\theta, Ed}}{dx}\right)} \quad (5.53)$$

Dabei ist $\left(\frac{d\tau_{x\theta, Ed}}{dx}\right)$ der axiale Gradient der Schubveränderlichkeit mit der Höhe, gemittelt über den entsprechenden Abschnitt, und $\tau_{x\theta, Ed, \max}$ ist der Spitzenwert der Schubspannung. Für Tragwerke, bei denen die Länge l_0 größer als ihre Höhe ist, sollte diese Regel nicht angewendet werden; stattdessen sollte die Schale, wie in (2) beschrieben, als durch konstanten Membranschub beansprucht behandelt werden.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(5) Für lokale Schubspannungen, die aus der Schubkrafteinleitung von lokalen Auflagern und Last tragenden axialen Steifen in die Schale entstehen, darf die zum Größtwert der Schubspannung korrespondierende ideale Schubbeulspannung wie folgt angesetzt werden:

$$\tau_{x\theta,Rcr} = 1,4 E \left(\frac{r}{l_0}\right)^{0,5} \left(\frac{t}{r}\right)^{1,25} \quad (5.54)$$

Hierfür ist l_0 wie folgt zu bestimmen:

A1)

$$l_0 = \frac{\tau_{x\theta,Ed,max}}{\left(\frac{d\tau_{x\theta,Ed}}{dy}\right)} \quad (5.55) \quad \text{A1}$$

Dabei ist $\left(\frac{d\tau_{x\theta,Ed}}{dy}\right)$ der Umfangsgradient der Schubveränderlichkeit mit der Entfernung von der Steife, gemittelt über den entsprechenden Abschnitt, und $\tau_{x\theta,Ed,max}$ ist der Spitzenwert der Schubspannung.

(6) Die Bemessungs-Schubbeulspannung sollte als der kleinere der beiden folgenden Werte bestimmt werden:

$$\tau_{x\theta,Rd} = \alpha_t \tau_{x\theta,Rcr} / \gamma_{M1} \quad (5.56)$$

und

$$\tau_{x\theta,Rd} = 0,57 f_y / \gamma_{M1} \quad (5.57)$$

Dabei ist

α_t der elastische Imperfektions-Abminderungsfaktor für Schubbeulen;

γ_{M1} der in 2.9.2 angegebene Teilsicherheitsbeiwert.

ANMERKUNG Der Wert von α_t darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\alpha_t = 0,80$ empfohlen.

(7) Die Bemessungsmembrankräfte sollten an jeder Stelle des Tragwerks folgende Bedingung erfüllen:

$$n_{x\theta,Ed} \leq t \tau_{x\theta,Rd} \quad (5.58)$$

5.3.2.7 Interaktionen zwischen Meridiandruck-, Umfangsdruck- und Membranschubbeanspruchung

(1) Wenn der Spannungszustand in der Silowand signifikante Anteile von mehr als einer Membrandruck- oder -schubspannung enthält, sollte ein Interaktionsnachweis nach EN 1993-1-6 geführt werden.

(2) Auf den Interaktionsnachweis darf verzichtet werden, wenn alle bis auf eine der drei beulrelevanten Membranspannungskomponenten kleiner als 20 % der zugehörigen Bemessungsbeulspannung ist.

5.3.2.8 LS4: Ermüdung

(1) Bei Silos der Schadensfolgeklasse 3 sollte die Ermüdungssicherheit nach EN 1993-1-6 nachgewiesen werden.

(2) Bei Silos der Schadensfolgeklasse 2 braucht die Ermüdungssicherheit nur dann nachgewiesen zu werden, wenn innerhalb der Bemessungslebensdauer mehr als N_f Befüllungs- und Entleerungszyklen zu erwarten sind.

ANMERKUNG Der Wert von N_f darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $N_f = 10\,000$ empfohlen.

5.3.2.9 LS2: Zyklisches Plastizieren

(1) Bei Silos der Schadensfolgeklasse 3 sollte der Nachweis gegen zyklisches Plastizieren nach EN 1993-1-6 geführt werden. In Frage kommende Nachweisstellen sind Diskontinuitäten, örtliche Ringsteifen und Anschlusssteile.

(2) Bei Silos der anderen Schadensfolgeklassen darf auf diesen Nachweis verzichtet werden.

5.3.3 Isotrope Wände mit Vertikalsteifen

5.3.3.1 Allgemeines

(1) Bei isotropen Wänden, die mit Vertikalsteifen (Längssteifen) versehen sind, sollte der Zwängungseinfluss der Wandverkürzung infolge von Innendruck bei der Ermittlung der vertikalen Druckbeanspruchung der Wand und der Steifen berücksichtigt werden.

(2) Für die Bemessungswerte der vorhandenen Spannungen und der Widerstände und für die Nachweise gilt 5.3.2, aber mit den nachfolgend wiedergegebenen zusätzlichen Regeln.

5.3.3.2 LS1: Plastische Grenze oder Zugbruch

(1) Der Nachweis gegen Zugbruch in einer vertikalen Schweißnaht sollte wie für eine unversteifte isotrope Schale geführt werden (5.3.2).

(2) Wenn ein vertikaler Stoß so ausgebildet ist, dass die Steife zur Übertragung von Umfangszugkräften mit herangezogen wird, sollte dies bei der Ermittlung der in dieser Steife wirkenden Beanspruchung und bei der Beurteilung ihrer Anfälligkeit für Zugbruch in Umfangsrichtung berücksichtigt werden.

5.3.3.3 LS3: Beulen unter Axialdruckbeanspruchung

A1 (1) Der Steifenabstand sollte den kleineren Wert von 24° und $1\,000$ mm nicht überschreiten.

(2) Infolge des Effektes des Innendrucks, der allein auf die Siloschale einwirkt, unterscheidet sich die Axialdruckbeanspruchung in der Siloschale von der in den Steifen. Die axiale Schnittgröße je Umfangslängeneinheit in der Siloschale $n_{x,Ed}$ sollte aus der gesamten Axialkraft in der Wand und den Steifen $N_{x,Ed}$ auf jeder Höhenkote wie folgt ermittelt werden:

$$n_{x,Ed} = \left(\frac{f}{1+f} \right) \left[\frac{N_{x,Ed}}{2\pi r} - \frac{vpr}{f} \right] \quad (5.58 \text{ a})$$

Die Axialkraft in jeder Steife $N_{sx,Ed}$ sollte aus der gesamten Axialkraft in der Wand und den Steifen $N_{x,Ed}$ auf jeder Höhenkote wie folgt ermittelt werden:

$$N_{sx,Ed} = d_s \left(\frac{1}{1+f} \right) \left[\frac{N_{x,Ed}}{2\pi r} + vpr \right] \quad (5.58 \text{ b})$$

Dabei ist

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

$$f = \frac{d_s t}{A_s}$$

Dabei ist

- t der örtliche Wert der Schalenwanddicke;
- d_s der Umfangsabstand zwischen benachbarten Steifen;
- A_s die Querschnittsfläche jeder Steife;
- ν die Poissonzahl (Querkontraktionszahl) (eingesetzt als 0,30);
- p der örtliche Wert des Innendrucks (siehe EN 1991-4).

(3) Ist die Silowand nicht in Kontakt mit dem gelagerten Schüttgut, sollte der Widerstand gegen Knicken der Steifen unter Axialdruckbeanspruchung unter der Annahme einer konstanten Druckbeanspruchung auf dem gesamten Querschnittsbereich auf jeder Höhenkote berechnet werden.

(4) Die für die Bestimmung des Abminderungsfaktors χ verwendete mittragende Knicklänge der Steife sollte gleich dem folgenden Wert sein:

$$L_e = \pi \left(\frac{EI_{sy}}{K} \right)^{1/4} \quad (5.58 \text{ c})$$

Sie sollte jedoch nicht größer als der Abstand zwischen benachbarten Ringsteifen sein.

Dabei ist

- EI_{sy} die Biegesteifigkeit der Steife für die Biegung rechtwinklig zur Ebene der Wand (Nmm²);
- K die Steifigkeit, die durch die Schalenwand geboten wird (N/mm je mm Wandhöhe), um das Beulen rechtwinklig zur Wand zu beschränken.

(5) Die Steifigkeit der Schalenwand K bei der Beschränkung der mittragenden Länge der Steife sollte unter der Annahme bestimmt werden, dass die Wand zwischen den auf jeder Seite benachbarten Vertikalsteifen gespannt ist. Zwei alternative Verfahren dürfen angewendet werden, wie in (6) und (7) festgelegt.

(6) Eine einfache Berechnung des Wertes von K darf erfolgen, wenn die Schalenwand als gerade und gelenkig gelagert angenommen wird (siehe Bild 5.5). Der Wert von K darf dann wie folgt geschätzt werden:

$$K = k_s E \left(\frac{t}{d_s} \right)^3 \quad (5.58 \text{ d})$$

Dabei ist

- k_s ein Steifigkeitskoeffizient.

ANMERKUNG Der nationale Anhang darf den Wert von k_s festlegen. Es wird ein Wert von $k_s = 0,5$ empfohlen.

- t der örtliche Wert der Schalenwanddicke an der berechneten Stelle;
- d_s der Umfangsabstand der Vertikalsteifen.

(7) Eine weitergehende Berechnung des Wertes von K darf erfolgen, wenn die gekrümmte Wand als ein Bogen angesehen wird, der zwischen benachbarte Steifen gespannt ist (Bild 5.6). Der Wert von K darf dann wie folgt geschätzt werden:

$$K = \frac{1}{r} \left\{ \frac{2Et^3}{ft^2 + 12r^2\{f + \phi \cos^2 \phi (\tan \phi + 2g)^2 - 2[2g^2 \sin 2\phi - 2g(\cos 2\phi - \cos \phi) - \sin \phi (\cos \phi - 1)]\}} \right\} \quad (5.58 \text{ e})$$

$$\phi = \frac{d_s}{r} \quad (5.58 \text{ f})$$

$$f = \frac{1}{4} \{ (4g^2 + 1) (2\phi + \sin 2\phi) + 4g(1 - \cos 2\phi) - 2\sin 2\phi \} \quad (5.58 \text{ g})$$

$$g = \frac{t^2 \sin^2 \phi - 12r^2 [(1 - \cos \phi) (1 + 3\cos \phi) - \phi \sin 2\phi]}{t^2 (2\phi + \sin 2\phi) - 12r^2 [2\phi (2 + \cos 2\phi) - 3\sin 2\phi]} \quad (5.58 \text{ h})$$

(8) Können das Fließprofil des granularen Schüttgutes, der Druck im Schüttgut, die Eigenschaften des Schüttgutes sowie das Verhältnis der Schüttgutsteifigkeit zum örtlichen Druck mithilfe EN 1991-4 zuverlässig vorausberechnet werden, darf eine rationale Analyse der Steifigkeit von gelagertem Schüttgut gegen die Silowand in die Berechnung der Steifigkeit der Schalenwand K einbezogen werden.

(9) Der charakteristische Beulwiderstand der Schalenwand $n_{x,Rk}$ sollte entsprechend den Festlegungen in 5.3.2.4 berechnet werden.

(10) Wird ein gewalztes Profil für die Steife verwendet, sollte der Beulwiderstand der Steife gegen Axialdruckbeanspruchung $N_{s,b,Rk}$ wie unter konzentrischer Druckbeanspruchung entsprechend EN 1993-1-1 berechnet werden, wobei nur das Beulen rechtwinklig zur Schalenwand berücksichtigt wird.

(11) Wird ein kaltgeformtes Bauteil für die Steife verwendet, sollte der Beulwiderstand der Steife gegen Axialdruckbeanspruchung wie unter konzentrischer Druckbeanspruchung entsprechend EN 1993-1-3 berechnet werden, wobei nur das Beulen rechtwinklig zur Schalenwand berücksichtigt wird.

(12) Die Verbindungen zwischen der Steife und der Siloschale sollten bei einem vertikalen Abstand nicht größer als $L_e/4$ sein, dabei wird L_e nach (4) berechnet.

(13) Ist die Achse eines Segmentes der Steife nicht kollinear mit der Achse des benachbarten Segmentes, sollte die Verwendung einer längeren Hülse in Betracht gezogen werden und die Verbindung sollte konstruktiv so ausgelegt sein, dass das Biegemoment, das sich aus der Exzentrizität der übertragenden Axialkraft ergibt, eingeleitet wird.

(14) Es sollte keinen Grund geben, unbeabsichtigte Biegemomente in die Steife einzubringen (z. B. als Ergebnis einer Exzentrizität zwischen der Schwerachse des Querschnitts und der Achse der Schrauben, die in den Verbindungen, z. B. Hülsen, Überlappungen usw., verwendet werden).

(15) Die Exzentrizität der Steifenachse zu der Mittelfläche der Siloschale darf ignoriert werden. A1

5.3.3.4 LS3: Beulen unter Außendruck – Teilvakuum und/oder Windlast

(1) Sofern keine genauere Berechnung erforderlich ist, sollte der Beulsicherheitsnachweis wie für eine unversteifte Wand geführt werden.

(2) Bei einer genaueren Berechnung dürfen die vertikalen Steifen verschmiert werden, so dass der Beulsicherheitsnachweis für eine orthotrope Schale nach 5.3.4.5 mit $C_\phi = C_\theta = Et$ und $C_{\phi\theta} = 0,38 Et$ geführt werden kann.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

5.3.3.5 LS3: Beulen unter Membranschubbeanspruchung

(1) Wenn größere Teile einer Silowand unter Membranschubbeanspruchung stehen (z. B. aus exzentrischem Befüllen, aus Erdbebenbelastung usw.), sollte der Beulsicherheitsnachweis wie für eine isotrope unversteifte Schale geführt werden (siehe 5.3.2.6), jedoch mit gegebenenfalls durch die Steifen erhöhtem rechnerischem Beulwiderstand. Zu diesem Zweck darf als effektive Schalenlänge ℓ der kleinere Wert aus der Höhe zwischen Versteifungsringen oder gehaltenen Rändern und dem Zweifachen des horizontalen Abstandes der Vertikalsteifen angesetzt werden, vorausgesetzt, die Steifen haben um ihre Querschnittsachse für Meridianbiegung (d. h. um ihre Querschnittsachse in Umfangsrichtung) eine Biegesteifigkeit EI_y von mindestens

$$EI_{y,\min} = k_s E t^3 \sqrt{r\ell} \quad (5.59)$$

wobei die Größen ℓ und t dieselben sind wie bei der kritischsten Beulform.

ANMERKUNG Der Wert von k_s darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_s = 0,10$ empfohlen.

(2) Endet eine diskrete Vertikalsteife abrupt innerhalb der Schalenwand, so sollte die Steifenkraft rechnerisch gleichmäßig über eine Höhe von nicht mehr als $k_t \sqrt{r\ell}$ in die Schale eingeleitet werden.

ANMERKUNG Der Wert von k_t darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_t = 4,0$ empfohlen.

(3) Der Schubbeulwiderstand für die lokale Schubübertragung aus einer Steife in die Schale nach Absatz (2) sollte nicht größer angesetzt werden, als in 5.3.2.6 für linear veränderlichen Schub angegeben.

5.3.4 Horizontal profilierte Wände

5.3.4.1 Allgemeines

A1 (1) Bei allen Berechnungen sollte die Blechdicke ohne Überzüge angesetzt werden. Die Toleranzen in Bezug auf die Dicke sollten entsprechend den Anforderungen von EN 1993-1-3 übernommen werden. **A1**

(2) Die Mindest-Stahlkerndicke von Profilblechen in Silowänden sollte die Anforderungen von EN 1993-1-3 erfüllen. Im Falle geschraubter Verbindungen sollten die Schrauben mindestens Größe M8 haben.

(3) In horizontal profilierten zylindrischen Silowänden mit Vertikalsteifen sollten der profilierten Wand rechnerisch keine vertikalen Lasten zugewiesen werden, es sei denn, sie wird als orthotrope Schale nach 5.3.4.3.3 behandelt.

A1 (4) Wird die Kontinuität von Steifen durch halbsteife Verbindungen, wie z. B. Überlappungen oder Hülsen usw. erreicht, sollte die Drehsteifigkeit der Verbindungen bei der Verifizierung von deren Widerstand und Stabilität unter den Einwirkungen infolge des gelagerten Schüttgutes und auch unter dem Wind- oder Außendruck berücksichtigt werden. **A1**

(5) Die Verbindungsmittel zwischen Steifen und Blech in vertikal versteiften, horizontal profilierten Wänden sollten für die Schubübertragung der Wandreibungslasten aus dem Schüttgut in die Steifen bemessen werden. Die Blechdicke sollte so gewählt werden, dass örtliches Zugbruchversagen an diesen Verbindungsmitteln verhindert wird, wobei auch die reduzierte Lochleibungstragfähigkeit an Verbindungen in Profilblechen zu beachten ist.

(6) Für die Bemessungswerte der vorhandenen Spannungen und der Widerstände und für die Nachweise gilt 5.3.2, aber mit den in den vorstehenden Absätzen (1) bis (5) wiedergegebenen zusätzlichen Regeln.

AC gestrichener Text AC

ANMERKUNG AC gestrichener Text AC Gebräuchliche Steifenformen sind in Bild 5.3 dargestellt.

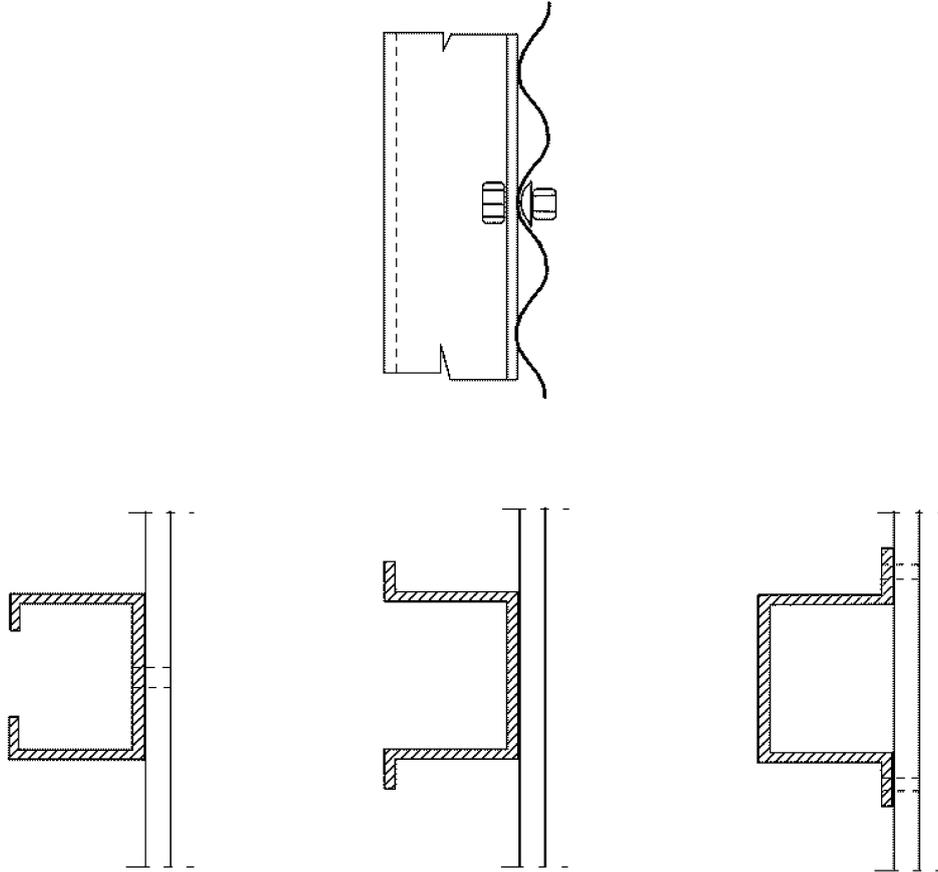


Bild 5.3 — Gebräuchliche Querschnitte von Vertikalsteifen in horizontal profilierten Siloschalen

5.3.4.2 LS1: Plastische Grenze oder Zugbruch

(1) Die Schrauben an den Stößen zwischen den Blechsegmenten sollten die Anforderungen von EN 1993-1-8 erfüllen.

(2) Die Stoßausbildung sollte auch den Anforderungen von EN 1993-1-3 für zug- oder druckbeanspruchte Verbindungen entsprechen.

A1 (3) Die Abstände zwischen den Verbindungsmitteln in Umfangsrichtung sollten den kleineren Wert von 500 mm und 15° des Umfangs nicht überschreiten, wie in Bild 5.4 dargestellt A1.

ANMERKUNG Eine typische Schraubenanordnung für eine Wellblechtafel ist in Bild 5.4 dargestellt.

A1

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

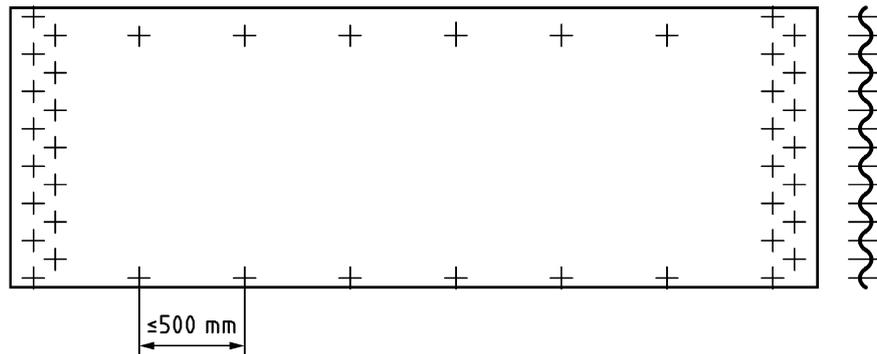


Bild 5.4 — Typische Schraubenanordnung in einer Tafel für ein Wellblechsilo A_1

(4) An Wanddurchbrüchen für Luken, Türen, Bohrer oder andere Vorrichtungen sollte örtlich ein dickeres Wellblech vorgesehen werden, damit die durch Steifigkeitsabweichungen verursachten Spannungserhöhungen nicht zu lokalen Rissen führen.

5.3.4.3 LS3: Beulen unter Axialdruckbeanspruchung

5.3.4.3.1 Allgemeines

(1) Der Bemessungswiderstand gegen Axialdruckbeulen sollte für alle Punkte des Tragwerks ermittelt werden, und zwar unter Berücksichtigung der vorgeschriebenen Herstelltoleranz-Qualitätsklasse, der Größe des garantiert gleichzeitig wirkenden Innendrucks p und der Ungleichmäßigkeit der Axialdruckbeanspruchung in Umfangsrichtung.

(2) Für den Beulsicherheitsnachweis einer horizontal profilierten Wand mit Vertikalsteifen stehen zwei alternative Berechnungsmodelle zur Verfügung:

- a) Beulen einer orthotropen Ersatzschale (nach 5.3.4.3.3), falls der horizontale Abstand zwischen den Steifen die Bedingung 5.3.4.3.3 (2) erfüllt;
- b) A_1 Knicken der einzelnen Steifen (es wird davon ausgegangen, dass die profilierte Wand keine Axialkräfte aufnimmt, aber dennoch die Steifen stützt) und nach 5.3.4.3.4. A_1

5.3.4.3.2 Unversteifte Wand

(1) Für eine horizontal profilierte Wand ohne Vertikalsteifen sollte der charakteristische Wert des lokalen plastischen Beulwiderstandes als der größere der beiden folgenden Werte bestimmt werden:

$$n_{x,Rk} = \frac{t^2 f_y}{2d} \quad (5.60)$$

und

$$n_{x,Rk} = R_\varphi \frac{t}{r} f_y \quad (5.61)$$

Dabei ist

t die Blechdicke;

d die Bruttoprofilhöhe von Kuppe zu Kuppe (Wellental zu Wellenberg);

R_φ der örtliche Radius der Profilierung (siehe Bild 4.2);

r der Zylinderradius.

Der lokale plastische Beulwiderstand $n_{x,Rk}$ sollte unabhängig vom Wert des Innendrucks p_n angesetzt werden.

ANMERKUNG Der lokale plastische Beulwiderstand beschreibt den Widerstand der Profilierung gegen Kollaps oder Zusammenfallen.

(2) Der Membrankraftwiderstand als Bemessungswert des lokalen plastischen Beulwiderstandes sollte wie folgt bestimmt werden:

$$n_{x,Rd} = \alpha_x n_{x,Rk} / \gamma_{M0} \quad (5.62)$$

Dabei ist

α_x der elastische Imperfektions-Abminderungsfaktor für Axialbeulen;

γ_{M0} der in 2.9.2 angegebene Teilsicherheitsbeiwert.

ANMERKUNG Der Wert von α_x darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\alpha_x = 0,80$ empfohlen.

(3) Die Bemessungsmembrankräfte sollten an allen Punkten des Tragwerks die folgende Bedingung erfüllen:

$$n_{x,Ed} \leq n_{x,Rd} \quad (5.63)$$

5.3.4.3.3 Versteifte Wand – als orthotrope Schale behandelt

(1) In die Berechnung einer versteiften Wellblechwand als orthotrope Schale (Berechnungsmodell (a) in 5.3.4.3.1) sind für das Profilblech (Wellblech) die orthotropen Ersatzsteifigkeiten der verschiedenen Richtungen nach 4.4 einzuführen. Die verschmierten Steifigkeiten sollten als gleichmäßig verteilt angesetzt werden. Als Ersatz-Schalenmittelfläche sollte die Achse des Wellblechquerschnitts angesetzt werden, von der aus die Well-Amplitude gemessen wird (siehe Bild 4.2).

(2) Der horizontale Abstand d_s zwischen den Steifen sollte nicht größer sein als

$$d_{s,max} = k_{dx} \left(\frac{r^2 D_y}{C_y} \right)^{0,25} \quad (5.64)$$

Dabei ist

D_y die Ersatz-Biegesteifigkeit des dünnsten Bleches je Längeneinheit parallel zur Profilierung;

C_y die Ersatz-Dehnsteifigkeit des dünnsten Bleches je Längeneinheit parallel zur Profilierung;

r der Zylinderradius.

ANMERKUNG A1 Der Nationale Anhang darf den Wert von k_{dx} festlegen. Es wird ein Wert von $k_{dx} = 9,1$ empfohlen. A1

A1 (3) Die kritische Beulmembrankraft $n_{x,Rcr}$ je Umfangslängeneinheit der orthotropen Schale (Verfahren a) nach 5.3.4.3.1) sollte auf jeder Höhenkote des Silos ermittelt werden. Die kritische Beulmembrankraft $n_{x,Rcr}$ darf für jeden ausgewählten umlaufenden Modus (Umfangswellenzahl) j und jede voraussichtliche Höhe der Beule ℓ_j durch Minimierung des nachstehenden Formelenausdrucks in Bezug auf j und ℓ_j bewertet werden. Die Werte von ℓ_j dürfen jeden Wert bis zur gesamten Höhe der Wand annehmen, jedoch dürfen kleinere Werte angenommen werden. Die Minimierung zur Auffindung des kritischen Wertes von $n_{x,Rcr}$ darf durch jedes geeignete Minimierungs-(Optimierungs-)verfahren erfolgen.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

$$n_{x,Rcr} = \frac{1}{j^2 \omega^2} \left(A_1 + \frac{A_2}{A_3} \right) \quad (5.65)$$

Sind keine Ringsteifen vorhanden, sollten die Werte von A_r , I_r und I_{tr} als null angenommen werden, jedoch sollte d_r als ungleich Null angenommen werden, um eine Division durch null zu vermeiden. Gibt es keine Längssteifen (Vertikalsteifen) sollten die Werte von A_s , I_s und I_{ts} als null angenommen werden, jedoch sollte d_s als ungleich Null angenommen werden, um eine Division durch null zu vermeiden.

Es kann hilfreich sein, ein Konturdiagramm von $n_{x,Rcr}$ gegen j und ℓ_i zu zeichnen, da das eine schnellere Möglichkeit der Optimierung des Ausdrucks (5.65) bietet als eine einfache Versuchs-und-Irrtums-Methode (Trial-and-Error-Methode). ^[A1]

mit:

$$A_1 = j^4 [\omega^4 C_{44} + 2\omega^2 (C_{45} + C_{66}) + C_{55}] + C_{22} + 2j^2 C_{25} \quad (5.66)$$

$$A_2 = 2\omega^2 (C_{12} + C_{33}) (C_{22} + j^2 C_{25}) (C_{12} + j^2 \omega^2 C_{14}) - (\omega^2 C_{11} + C_{33}) (C_{22} + j^2 C_{25})^2 - \omega^2 (C_{22} + \omega^2 C_{33}) (C_{12} + j^2 \omega^2 C_{14})^2 \quad (5.67)$$

$$A_3 = (\omega^2 C_{11} + C_{33}) (C_{22} + C_{25} + \omega^2 C_{33}) - \omega^2 (C_{12} + C_{33})^2 \quad (5.68)$$

mit:

$$C_{11} = C_{\phi} + EA_s/d_s$$

$$C_{22} = C_{\theta} + EA_r/d_r$$

$$C_{12} = v \sqrt{C_{\phi} C_{\theta}}$$

$$C_{33} = C_{\phi\theta}$$

$$C_{14} = e_s EA_s / (rd_s)$$

$$C_{25} = e_r EA_r / (rd_r)$$

$$C_{44} = [D_{\phi} + EI_s/d_s + EA_s e_s^2 / d_s] / r^2$$

$$C_{55} = [D_{\theta} + EI_r/d_r + EA_r e_r^2 / d_r] / r^2$$

$$C_{45} = v \sqrt{D_{\phi} D_{\theta}} / r^2$$

$$C_{66} = [D_{\phi\theta} + 0,5(GI_{ts}/d_s + GI_{tr}/d_r)] / r^2$$

$$\omega = \frac{\pi r}{j \ell_i}$$

Dabei ist

ℓ_i die Halbwellenlänge der potenziellen Beule in vertikaler Richtung;

A_s die Querschnittsfläche einer Längssteife (Vertikalsteife);

I_s das Flächenmoment 2. Grades (Trägheitsmoment) einer Längssteife um ihre Querschnittsachse in Umfangsrichtung (Meridianbiegung);

d_s der Abstand zwischen Längssteifen;

I_{ts} das St.Venant'sche Torsionsträgheitsmoment einer Längssteife;

e_s die Exzentrizität (nach außen) einer Längssteife, bezogen auf die Schalenmittelfläche;

A_r die Querschnittsfläche einer Ringsteife (Horizontalsteife);

I_r das Flächenmoment 2. Grades (Trägheitsmoment) einer Ringsteife um ihre vertikale Querschnittsachse (Umfangsbiegung);

d_r der Abstand zwischen Ringsteifen;

- I_{tr} das St.Venant'sche Torsionsträgheitsmoment einer Ringsteife;
- e_r die Exzentrizität (nach außen) einer Ringsteife, bezogen auf die Schalenmittelfläche;
- C_ϕ die Ersatz-Dehnsteifigkeit des Wellbleches in Axialrichtung (siehe 4.4 (5) und (7));
- C_θ die Ersatz-Dehnsteifigkeit des Wellbleches in Umfangsrichtung (siehe 4.4 (5) und (7));
- $C_{\phi\theta}$ die Ersatz-Schubsteifigkeit des Wellbleches (siehe 4.4 (5) und (7));
- D_ϕ die Ersatz-Biegesteifigkeit des Wellbleches in Axialrichtung (siehe 4.4 (6) und (7));
- D_θ die Ersatz-Biegesteifigkeit des Wellbleches in Umfangsrichtung (siehe 4.4 (6) und (7));
- $D_{\phi\theta}$ die Ersatz-Drillsteifigkeit des Wellbleches (siehe 4.4 (6) und (7));
- r der Radius des Silozylinders.

ANMERKUNG 1 Die vorstehenden Querschnittsgrößen für die Steifen (A , I , I_t usw.) beziehen sich allein auf den Steifenquerschnitt: Eine Berücksichtigung von mittragenden Anteilen der Schalenwand ist nicht möglich.

ANMERKUNG 2 Der untere Rand der Beule kann dort angenommen werden, wo entweder die Blechdicke oder der Steifenquerschnitt wechselt: Der Beulwiderstand jedes Abschnittes zwischen solchen Wechselstellen ist unabhängig zu überprüfen.

A1 (5) Der Bemessungswert des Membrankraftwiderstands $n_{x,Rd}$ je Umfangslängeneinheit der orthotropen Schale (Verfahren a) in 5.3.4.3.1) sollte als der kleinere der beiden folgenden Werte bestimmt werden:

$$n_{x,Rd} = \alpha_x n_{x,Rcr} / \gamma_{M1} \quad (5.69)$$

und

$$n_{x,Rd} = A_{eff} f_y / (d_s \gamma_{M0}) \quad (5.70)$$

Dabei ist

- α_x der elastische Imperfektions-Abminderungsfaktor für Beulen;
- γ_{M1} der in 2.9.2 angegebene Teilsicherheitsbeiwert;
- d_s der Abstand zwischen den Längssteifen;
- A_{eff} die effektive Querschnittsfläche der Längssteifen.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf den Wert von α_x festlegen. Es wird ein Wert von $\alpha_x = 0,80$ empfohlen. **A1**.

(6) Die Bemessungsmembrankräfte sollten an allen Punkten des Tragwerks die folgende Bedingung erfüllen:

$$n_{x,Ed} \leq n_{x,Rd} \quad (5.71)$$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

5.3.4.3.4 Versteifte Wand – als Reihe Axialkraft tragender Längssteifen behandelt

(1) Wird eine versteifte Wellblechwand unter der Annahme berechnet, dass das Blech keine Axialkräfte trägt (Berechnungsmodell (b) in 5.3.4.3.1), so darf aber angenommen werden, dass es alle Knickverformungen der Steifen in Wandebene verhindert. Der Knickwiderstand der Steifen kann dann alternativ auf zweierlei Weise ermittelt werden:

- a) Die Stützwirkung des Bleches für Knickverformungen der Steifen rechtwinklig zur Wand wird vernachlässigt.
- b) Die elastische Stützwirkung durch die Steifigkeit des Bleches für Knickverformungen rechtwinklig zur Wand wird berücksichtigt.

ⓘ (2) Die mittragende Länge der Steife für die Berechnungen der Knickverformung sollte entsprechend der Annahme a) oder b) in (1) berechnet werden.

(3) Wird Verfahren a) in (1) angewendet, sollte die zur Ermittlung des Abminderungsfaktors χ angewendete mittragende Länge L_e als der Abstand zwischen benachbarten Ringsteifen angesetzt werden.

(4) Wird Verfahren b) in (1) angewendet, sollte die mittragende Knicklänge der Stütze zur Ermittlung des Abminderungsfaktors χ als gleich dem folgenden Wert angesetzt werden:

$$L_e = \pi \left(\frac{EI_{sy}}{K} \right)^{1/4} \quad (5.72)$$

Sie sollte jedoch nicht größer als der Abstand zwischen benachbarten Ringsteifen sein.

Dabei ist

EI_{sy} die Biegesteifigkeit der Steife für die Biegung rechtwinklig zur Ebene der Wand (Nmm^2);

K die Federsteifigkeit des profilierten Wandbleches (N/mm je mm Wandhöhe), zwischen Vertikalsteifen gespannt.

(5) Die Federsteifigkeit der profilierten Wand K sollte unter der Annahme bestimmt werden, dass die Einfeldplatte zwischen den auf jeder Seite benachbarten Vertikalsteifen gespannt ist. Zwei alternative Verfahren dürfen angewendet werden, wie in (6) und (7) festgelegt.

(6) Eine einfache Berechnung des Wertes von K darf erfolgen, wenn die Wand als gerade und gelenkig gelagert angenommen wird (siehe Bild 5.5). Der Wert von K darf wie folgt geschätzt werden:

$$K = k_s \frac{D_y}{d_s^3} \quad (5.73)$$

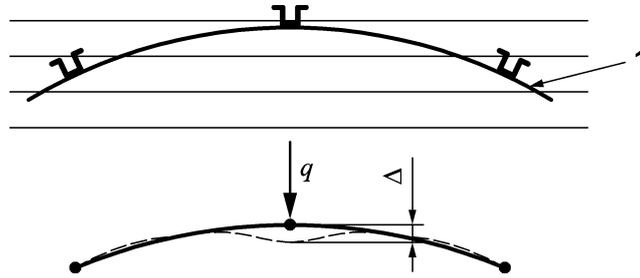
Dabei ist

D_y die Ersatz-Biegesteifigkeit des profilierten Wandblechs bei Biegung in Umfangsrichtung (siehe 4.4);

d_s der Umfangsabstand der Vertikalsteifen.

Für profilierte Bleche mit Bogen-Tangenten-Profil oder mit Sinusprofil (Wellbleche) darf der Wert von D_y aus 4.4 (6) entnommen werden. Für andere Profilierungen sollte die Ersatz-Biegesteifigkeit für Umfangsbiegung nach den mechanischen Grundregeln ermittelt werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf den Wert von k_s festlegen. Es wird ein Wert von $k_s = 6$ empfohlen.



Legende

1 Wand

$K = q/\Delta$

Bild 5.5 — Ermittlung der Stütz-Federsteifigkeit gegen Biegeknicken der Längssteife rechtwinklig zur Wand mittels Behandlung als gekrümmte Wand

(7) Eine weitergehende Berechnung des Wertes von K darf erfolgen, wenn die gekrümmte Wand als ein Bogen angesehen wird, der zwischen benachbarten Steifen gespannt ist, siehe Bild 5.5. Der Wert von K darf wie folgt geschätzt werden:

$$K = \frac{1}{r} \left\{ \frac{2C_y D_y}{f D_y + r^2 C_y \{ f + \phi \cos^2 \phi (\tan \phi + 2g)^2 - 2 [2g^2 \sin 2\phi - 2g (\cos 2\phi - \cos \phi) - \sin \phi (\cos \phi - 1)] \}} \right\} \quad (5.74)$$

$$\phi = \frac{d_s}{r} \quad (5.75)$$

$$f = \frac{1}{4} \{ (4g^2 + 1) (2\phi + \sin 2\phi) + 4g (1 - \cos 2\phi) - 2 \sin 2\phi \} \quad (5.76)$$

$$g = \frac{D_y \sin^2 \phi - r^2 C_y [(1 - \cos \phi) (1 + 3 \cos \phi) - \phi \sin 2\phi]}{D_y (2\phi + \sin 2\phi) - r^2 C_y [2\phi (2 + \cos 2\phi) - 3 \sin 2\phi]} \quad (5.76 \text{ a})$$

Dabei ist

C_y die Steifigkeit der Schalenmembran des profilierten Wandbleches bei Dehnung in Umfangsrichtung (siehe 4.4);

D_y die Ersatz-Biegesteifigkeit des profilierten Wandblechs bei Biegung in Umfangsrichtung (siehe 4.4);

d_s der Umfangsabstand der Vertikalsteifen.

Für profilierte Bleche mit Bogen-Tangenten-Profil oder mit Sinusprofil (Wellbleche) dürfen die Werte von C_y und D_y aus 4.4 (5) und (6) entnommen werden. Für andere Profilierungen sollten die die Steifigkeit der Schalenmembran C_y und die Umfangs-Ersatz-Biegesteifigkeit D_y nach den mechanischen Grundregeln ermittelt werden.

(8) Können das Fließprofil des granularen Schüttgutes, der Druck im Schüttgut, die Eigenschaften des Schüttgutes sowie das Verhältnis der Schüttgutsteifigkeit zum örtlichen Druck mithilfe EN 1991-4

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

zuverlässig vorausberechnet werden, darf eine rationale Analyse der Steifigkeit von gelagertem Schüttgut gegen die Silowand in die Berechnung der Steifigkeit der Schalenwand K einbezogen werden.

(9) Die folgenden Bedingungen sollten alle bei Anwendung des vereinfachten Verfahrens von (10) erfüllt werden:

- i) bei jeder Höhenkote sollte die Querschnittsfläche der Längssteife (Vertikalsteife) als der kleinste Wert innerhalb der nach (3) oder (4) ermittelten mittragenden Länge L_e angesetzt werden;
- ii) die Längssteife sollte durchgehend ausgebildet sein, mit Moment aufnehmenden Verbindungen zwischen den Segmenten;
- iii) ist die Achse eines Segmentes der Steife nicht kollinear mit der Achse des benachbarten Segmentes, sollte die Verwendung einer längeren Hülse in Betracht gezogen werden und die Verbindung sollte konstruktiv so ausgelegt sein, damit das Biegemoment, das sich aus der Exzentrizität der übertragenden Axialkraft ergibt, eingeleitet wird; und
- iv) es sollte keinen Grund geben, unbeabsichtigte Biegemomente in die Steife einzubringen (z. B. als Ergebnis einer Exzentrizität zwischen der Schwerachse des Querschnitts und der Achse der Schrauben, die in den Verbindungen, z. B. Hülsen, Überlappungen usw., verwendet werden). Die Exzentrizität des Steifenschwerpunktes zu der Mittelfläche der Siloschale darf ignoriert werden.

(10) Sind sämtliche Bedingungen von (9) erfüllt, darf die folgende einfache Berechnung an jedem Punkt der Schalenwand angewendet werden. Der Druck an der Querschnittsfläche der Steife darf als gleichförmig und gleich der maximalen Druckkraft $N_{b,Ed}$ angenommen werden, die am Boden des Steifensegmentes wirkt. Der Widerstand der Steife darf wie folgt berechnet werden:

$$N_{b,Ed} \leq N_{b,Rk} / \gamma_{M1} \quad (5.76 \text{ b})$$

Dabei ist

- $N_{b,Ed}$ der Bemessungswert der maximalen Normalkraft, die auf das Steifensegment wirkt;
- $N_{b,Rk}$ der charakteristische Wert des Widerstandes gegen Axialdruck, berechnet entsprechend EN 1993-1-1 bei gewalzten Profilen und entsprechend EN 1993-1-3 bei kaltgeformten Profilen.

(11) Der zur Ermittlung des Wertes von $N_{b,Rk}$ verwendete Abminderungsfaktor χ sollte für das Knicken rechtwinklig zur Wand (d. h. um die Querschnittsachse in Umfangsrichtung) eingesetzt werden.

(12) Wenn die Bedingungen (i), (ii), (iii) und (iv) in (9) nicht erfüllt werden, sollte der Widerstand an jeder Höhenkote der Steife unter Berücksichtigung des Folgenden nachgewiesen werden:

- die Veränderlichkeit des Druckes in der Steife;
- die Veränderlichkeit des Flächenträgheitsmomentes 2. Grades in der Steife;
- jede Exzentrizität zwischen der Schwerachse des Querschnitts und der Achse der Schrauben, die in den Verbindungen (z. B. Hülsen, Überlappungen usw.) verwendet werden;
- die Biegesteifigkeit der Verbindungen (siehe 5.3.4.1 (4)); und
- die Veränderlichkeit der Federsteifigkeit der Wand.

Das in (13) bis (18) dargelegte Verfahren darf angewendet werden.

(13) Eine lineare Eigenwert-Berechnung (LBA) in Übereinstimmung mit EN 1993-1-6 sollte an jedem Abschnitt der Steife unter Anwendung des Bemessungswertes der Kraft in der örtlichen Steife N_{Ed} und einschließlich der Wirkung der Einspannung (Verformungsbehinderung) des profilierten Bleches durchgeführt werden. Daraus ergibt sich für die Bemessungslasten der kritische elastische Lastverstärker R_{cr} .

(14) Die Berechnung des Multiplikators der plastischen Referenzlast für jeden Abschnitt der Steife sollte wie folgt erfolgen:

$$R_{pl} = \frac{A_{eff} f_y}{N_{Ed, max}} \quad (5.76 c)$$

Dabei ist

A_{eff} die geringste effektive Querschnittsfläche innerhalb des Segmentes der Steife entsprechend den Festlegungen von EN 1993-1-3;

$N_{Ed, max}$ die maximale Druckkraft im Segment der Steife.

(15) Der gesamte bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_x$ für das Segment sollte ermittelt werden nach:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{R_{pl}/R_{cr}} \quad (5.76 d)$$

(16) Die Werte der Beulparameter α , β , η und λ_0 sollten wie folgt angenommen werden:

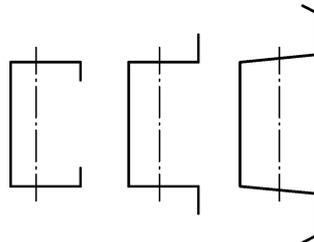


Bild 5.5 a) — Kaltgeformte Steifen mit randversteiften Flanschen (Gurten) nach EN 1993-1-3 als Knickspannungslinie (Knickkurve) b identifiziert

$$\alpha = 0,80; \quad \beta = 0,70; \quad \eta = 1,05; \quad \lambda_0 = 0,2; \quad \chi_h = 1,0 \quad (5.76 e)$$



Bild 5.5 b) — Steifen mit unversteiften Flanschen (Gurten) nach EN 1993-1-1 als Knickspannungslinie (Knickkurve) c identifiziert

$$\alpha = 0,72; \quad \beta = 0,75; \quad \eta = 0,90; \quad \lambda_0 = 0,2; \quad \chi_h = 1,0 \quad (5.76 f)$$

(17) Die allgemeine Beulbeziehung von 5.3.2.4 (15) oder von EN 1993-1-6:2007, 8.6, sollte angewendet werden, um den Abminderungsfaktor für Beulen χ zu ermitteln und der charakteristische Multiplikator der Beullast R_k wird angenommen als:

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

$$R_k = \chi R_{pl} \quad (5.76 g)$$

(18) Es sollte verifiziert werden, dass

$$\frac{R_k}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (5.76 h) \quad \boxed{A1}$$

5.3.4.4 Beulen und Biegedrillknicken der Steifen

(1) Der Nachweis der Steifen gegen lokales Beulen, Gesamtbeulen und Biegedrillknicken sollte nach EN 1993-1-3 (kaltprofilierter dünnwandige Bauteile) geführt werden.

5.3.4.5 LS3: Beulen unter Außendruck – Teilvakuum und/oder Wind

(1) Die Ersatz-Dehn- und Biegesteifigkeiten der Wandbleche sollten nach 4.4 ermittelt werden.

(2) Die Querschnittsgrößen der Ring- und Längssteifen für Biege- und Normalkraftbeanspruchung, die Exzentrizitäten zwischen den Steifenachsen und der Schalenmittelfläche sowie der Steifenabstand d_s sollten ebenfalls ermittelt werden.

(3) Der horizontale Abstand d_s zwischen den Steifen sollte nicht größer sein als

$$d_{s,max} = k_{d\theta} \left(\frac{r^2 D_y}{C_y} \right)^{0,25} \quad (5.77)$$

Dabei ist

D_y die Ersatz-Biegesteifigkeit des dünnsten Bleches je Längeneinheit parallel zur Profilierung;

C_y die Ersatz-Dehnsteifigkeit des dünnsten Bleches je Längeneinheit parallel zur Profilierung;

r der Zylinderradius.

ANMERKUNG Der Wert von $k_{d\theta}$ darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_{d\theta} = 7,4$ empfohlen.

(4) Der ideale Außenbeuldruck $p_{n,Rcru}$ sollte durch Minimierung des nachfolgenden Formel Ausdruckes nach der idealen Umfangswellenzahl j ermittelt werden.

$$p_{n,Rcru} = \frac{1}{r j^2} \left(A_1 + \frac{A_2}{A_3} \right) \quad (5.78)$$

mit:

$$A_1 = j^4 [\omega^4 C_{44} + 2\omega^2 (C_{45} + C_{66}) + C_{55}] + C_{22} + 2j^2 C_{25} \quad (5.79)$$

$$A_2 = 2\omega^2 (C_{12} + C_{33}) (C_{22} + j^2 C_{25}) (C_{12} + j^2 \omega^2 C_{14}) - (\omega^2 C_{11} + C_{33}) (C_{22} + j^2 C_{25})^2 - \omega^2 (C_{22} + \omega^2 C_{33}) (C_{12} + j^2 \omega^2 C_{14})^2 \quad (5.80)$$

$$A_3 = (\omega^2 C_{11} + C_{33}) (C_{22} + C_{25} + \omega^2 C_{33}) - \omega^2 (C_{12} + C_{33})^2 \quad (5.81)$$

mit:

$$C_{11} = C_\phi + EA_s/d_s$$

$$C_{22} = C_\theta + EA_r/d_r$$

$$C_{12} = \nu \sqrt{C_{\phi} C_{\theta}}$$

$$C_{33} = C_{\phi\theta}$$

$$C_{14} = e_s EA_s / (rd_s)$$

$$C_{25} = e_r EA_r / (rd_r)$$

$$C_{44} = [D_{\phi} + EI_s/d_s + EA_s e_s^2/d_s] / r^2$$

$$C_{55} = [D_{\theta} + EI_r/d_r + EA_r e_r^2/d_r] / r^2$$

$$C_{45} = \nu \sqrt{D_{\phi} D_{\theta}} / r^2$$

$$C_{66} = [D_{\phi\theta} + 0,5(GI_{ts}/d_s + GI_{tr}/d_r)] / r^2$$

$$\omega = \frac{\pi r}{j \ell_i}$$

worin ℓ_i , r , A_s , I_s , I_{ts} , d_s , e_s , A_r , I_r , I_{tr} , d_r und e_r dieselbe Bedeutung haben wie in 5.3.4.3.3 (3).

(5) Ist der Steifenquerschnitt oder die Blechdicke mit der Höhe veränderlich, so sollten mehrere potenzielle Beullängen ℓ_i untersucht werden, um die kritischste herauszufinden; dabei ist stets das obere Ende der potenziellen Beule am oberen Rand des dünnsten Blechsches anzunehmen.

ANMERKUNG Wenn oberhalb des dünnsten Blechsches noch ein Bereich mit dickerem Blech liegt, kann das obere Ende der potenziellen Beule nicht nur am oberen Rand des dünnsten Blechsches liegen, sondern auch am oberen Rand der Wand.

(6) Wenn keine genauere Berechnung durchgeführt wird, sollte in die vorstehende Berechnung als Blechdicke stets die Dicke des dünnsten Blechsches eingeführt werden.

(7) Bei Silos ohne Dach unter Windlast sollte der vorstehend berechnete Beuldruck mit dem Faktor 0,6 reduziert werden.

(8) Der Bemessungswert des Außenbeuldruckes der versteiften Wand sollte nach dem in 5.3.2.5 angegebenen Verfahren ermittelt werden, mit $C_b = C_w = 1,0$ und $\alpha_n = 0,5$ sowie dem idealen Beuldruck $p_{n,Rcr}$ aus dem oben stehenden Absatz (4).

5.3.4.6 LS3: Beulen unter Membranschubbeanspruchung

(1) Der Beulsicherheitsnachweis unter Membranschubbeanspruchung sollte nach den Regeln von EN 1993-1-6 geführt werden.

5.3.5 Vertikal profilierte Wände mit Ringsteifen

5.3.5.1 Allgemeines

(1) Bei zylindrischen Wänden aus Profilblechen (Wellblechen), deren Profilierung vertikal verläuft, sollten die folgenden beiden Bedingungen erfüllt sein:

- a) Der profilierten Wand sollten rechnerisch keine horizontalen Kräfte (in Umfangsrichtung) zugewiesen werden.
- b) Das profilierte Wandblech ist als durchlaufend von Ring zu Ring spannend anzunehmen.

(2) Die Blechstöße sollten so bemessen werden, dass die angenommene Biegekontinuität erreicht wird.

(3) Bei der Ermittlung der axialen Druckkräfte in der Wand aus Wandreibung des Silogutes sollte der volle Siloumfang unter Beachtung der Profilgeometrie berücksichtigt werden.

(4) Wenn das Profilblech bis zum Boden reicht, sollte die örtliche Biegebeanspruchung aus Randstörung beachtet werden, wobei eine radial unverschiebliche Lagerung anzunehmen ist.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(5) Für die Bemessungswerte der vorhandenen Spannungen und der Widerstände sowie für die Nachweise gilt 5.3.2, aber mit den nachfolgend in 5.3.5.2 bis 5.3.5.5 wiedergegebenen zusätzlichen Regeln.

5.3.5.2 LS1: Plastische Grenze oder Zugbruch

(1) Der profilierten Wand sollten rechnerisch keine Umfangskräfte zugewiesen werden.

(2) Der Abstand der Ringsteifen sollte aus einer Berechnung des Profilbleches als über die Ringe durchlaufenden Biegeträger ermittelt werden, wobei gegebenenfalls der Einfluss unterschiedlicher radialer Verformungen von Ringsteifen unterschiedlichen Querschnittes zu berücksichtigen ist. Die aus dieser Biegeberechnung resultierenden Spannungen sollten beim Beulsicherheitsnachweis für Axialdruckbeanspruchung den Normalkraftspannungen hinzuaddiert werden.

ANMERKUNG Die Meridianbiegebeanspruchung des Profilbleches kann ermittelt werden, indem man es als an den Ringen elastisch gestützten Durchlaufträger behandelt. Die Auflagerfedersteifigkeit ergibt sich dabei aus der Steifigkeit des Ringes gegenüber radialer Belastung.

(3) Die Ringsteifen sollten für die Aufnahme der horizontalen Belastung nach EN 1993-1-1 bzw. EN 1993-1-3 (kaltgeformte dünnwandige Bauteile) bemessen werden.

5.3.5.3 LS3: Beulen unter Axialdruckbeanspruchung

(1) Die Axialbeulspannung der Wand sollte nach den Bestimmungen von EN 1993-1-3 (kaltgeformte dünnwandige Bauteile) ermittelt werden, indem der Querschnitt des Profilbleches als Biegeknickstab betrachtet wird. Die Knicklänge sollte dabei nicht kleiner angenommen werden als der Abstand zwischen benachbarten Ringen.

5.3.5.4 LS3: Beulen unter Außendruck – Teilvakuum und/oder Wind

(1) Der Bemessungs-Außenbeuldruck der versteiften Wand sollte auf dieselbe Weise wie bei horizontal profilierten Wänden ermittelt werden (siehe 5.3.4.5), dabei ist jedoch die vertauschte Orientierung der Profilierung nach 4.4 (7) zu beachten.

5.3.5.5 LS3: Beulen unter Membranschubbeanspruchung

(1) Der Bemessungswert des Beulwiderstandes unter Membranschub sollte auf dieselbe Weise wie bei horizontal profilierten Wänden ermittelt werden, siehe 5.3.4.6.

5.4 Besondere Lagerungsbedingungen für zylindrische Silowände

5.4.1 Zylinderschalen mit voller Auflagerung am unteren Rand oder Lagerung auf einem Trägerrost

(1) Schalen, die an ihrem unteren Rand vollständig gleichmäßig (d. h. kontinuierlich) aufgelagert sind, brauchen nur für die Wandschnittgrößen bemessen zu werden, die sich unmittelbar aus den axialsymmetrischen Einwirkungen und Teilflächenbelastungen nach EN 1991-4 ergeben.

(2) Bei versteiften Wänden sollten die Vertikalsteifen am Fuß voll aufgelagert und mit dem Basisring verbunden sein.

5.4.2 Zylinderschalen mit Zargenlagerung

(1) Schalen, die auf Standzargen stehen (siehe Bild 5.6), gelten als kontinuierlich aufgelagert, wenn die Standzarge eine der beiden folgenden Bedingungen erfüllt:

- a) die Standzarge selbst ist vollständig gleichmäßig auf dem Fundament aufgelagert;

- b) die Blechdicke der Standzarge ist mindestens 20 % größer als die der Siloschale, und bei der Dimensionierung der Standzarge und ihrer Flansche wurden die in Abschnitt 8 angegebenen Regeln zur Bemessung von Ringträgern angewendet.

(2) Die Standzarge sollte für die axiale Druckbeanspruchung der Silowand, jedoch ohne die stabilisierende Wirkung des Innendruckes bemessen werden.

5.4.3 Zylinderschalen mit eingebundenen Stützen

(1) Schalen, die auf in die Zylinderwand einbindenden Einzelstützen stehen (siehe Bild 5.6 b)), sollten unter Berücksichtigung der Schnittgrößen aus dem Einfluss der Einzelkräfte bemessen werden, wenn sie zu Silos der Schadensfolgeklassen 2 und 3 gehören.

(2) Die Einbindelänge der Stützen sollte nach 5.4.6 bestimmt werden.

(3) Bei der Bestimmung der Rippenlänge sollte der Grenzzustand ‚Schubbeulen neben der Rippe‘ beachtet werden, siehe 5.3.2.6.

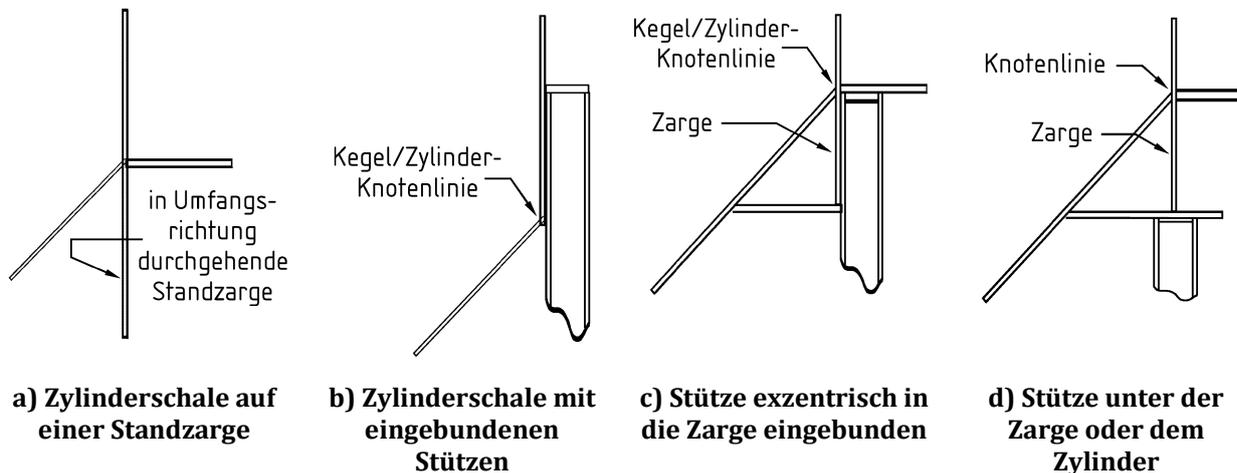


Bild 5.6 — Verschiedene Ausbildungen der Auflagerung eines Silos mit Trichter

5.4.4 Zylinderschalen mit diskreter Auflagerung

(1) Bei Schalen auf diskreten Stützen oder Auflagern sollten die Einflüsse der Einzelkräfte bei der Berechnung der Schalenschnittgrößen berücksichtigt werden, es sei denn, die Regeln in den Absätzen (2) und (3) erlauben, sie zu vernachlässigen.

(2) Wird die Schale nur mit Hilfe der Membrantheorie für axialsymmetrisch belastete Kreiszylinderschalen berechnet, so sollten alle vier folgenden Kriterien eingehalten werden:

- Das Radius-Dicken-Verhältnis r/t sollte nicht größer als $(r/t)_{\max}$ sein.
- Die Exzentrizität der Auflagerung unter der Schalenwand sollte nicht größer als $k_1 t$ sein.
- Die Zylinderwand sollte verformungsschlüssig mit einem Trichter verbunden sein, dessen Wanddicke an der Abzweigung nicht kleiner als $k_2 t$ ist.
- Die Breite jedes Auflagers sollte nicht geringer als $k_3 \sqrt{rt}$ sein.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

ANMERKUNG Die Werte von $(r/t)_{\max}$, k_1 , k_2 und k_3 dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden folgende Werte empfohlen: $(r/t)_{\max} = 400$; $k_1 = 2,0$; $k_2 = 1,0$ und $k_3 = 1,0$.

(3) Wird die Schale nur mit Hilfe der Membrantheorie für axialsymmetrisch belastete Kreiszylinderschalen berechnet, so sollte außerdem $\langle AC \rangle$ eines der folgenden Kriterien $\langle AC \rangle$ eingehalten werden:

- Der obere Schalenrand sollte durch konstruktiv-kraftschlüssige Verbindung mit dem Dach in seiner kreisförmigen Form gesichert sein.
- Der obere Schalenrand sollte durch eine Randringsteife in seiner kreisförmigen Form gesichert sein, deren Biegesteifigkeit EL_z innerhalb der Kreisebene größer ist als

$$EL_{z,\min} = k_s E r t^3 \quad (5.82)$$

Hierin darf für t die Dicke des dünnsten Teiles der Wand angesetzt werden.

ANMERKUNG Der Wert von k_s darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_s = 0,10$ empfohlen.

- Die Schalenhöhe L sollte nicht kleiner sein als

$$L_{s,\min} = k_L r \sqrt{\left(\frac{r}{t}\right) \cdot \frac{1}{n(n^2 - 1)}} \quad (5.83)$$

Dabei ist

n die Anzahl der diskreten Auflager über den Schalenumfang.

ANMERKUNG Der Wert von k_L darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_L = 4,0$ empfohlen.

(4) Bei Verwendung der linearen Schalenbiegetheorie oder bei einer noch genaueren Berechnung sollten die Einflüsse der örtlich hohen Spannungen über den Auflagern beim Beulsicherheitsnachweis gegen Axialdruckbeulen berücksichtigt werden, wie in 5.3.2.4 beschrieben.

(5) Die Auflagerkonstruktion sollte nach den Regeln in 5.4.5 bzw. 5.4.6 ausgebildet werden.

5.4.5 Silos mit diskreter Auflagerung am Trichter

(1) Liegt die nach oben verlängerte Achse des unterstützenden Bauteils um mehr als t innerhalb der Schalenmittelfläche der Zylinderschale, so sollte der Silo als am Trichter gelagert betrachtet werden.

(2) Ein am Trichter gelagerter Silo sollte den Regeln in Abschnitt 6 für die Bemessung von Trichtern entsprechen.

(3) Ein am Trichter gelagerter Silo sollte mit Hilfe der linearen Schalenbiegetheorie oder noch genauer berechnet werden. Die lokalen Biegeeinflüsse der Auflager und die meridionale Druckbeanspruchung im oberen Teil des Trichters sollten sowohl beim Nachweis gegen plastischen Kollaps als auch beim Nachweis gegen Beulen berücksichtigt werden; diese Nachweise sollten nach EN 1993-1-6 geführt werden.

5.4.6 Zylindrische Silowände: Details für örtliche Auflager und Krafteinleitungsrippen

5.4.6.1 Örtliche Auflager unter der Zylinderwand

(1) Eine örtliche Auflagerkonsole für eine Zylinderwand sollte so dimensioniert sein, dass sie die Bemessungsauflegerkraft ohne lokale bleibende Verformungen in die Schalenwand einleiten kann.

(2) Die Auflagerung sollte so ausgebildet werden, dass sie für den Zylinderrand angemessene Verformungsbehinderungen (vertikal, in Umfangsrichtung, gegen meridionale Verdrehungen) liefert.

ANMERKUNG Einige mögliche Auflagerkonstruktionen sind in Bild 5.7 dargestellt.

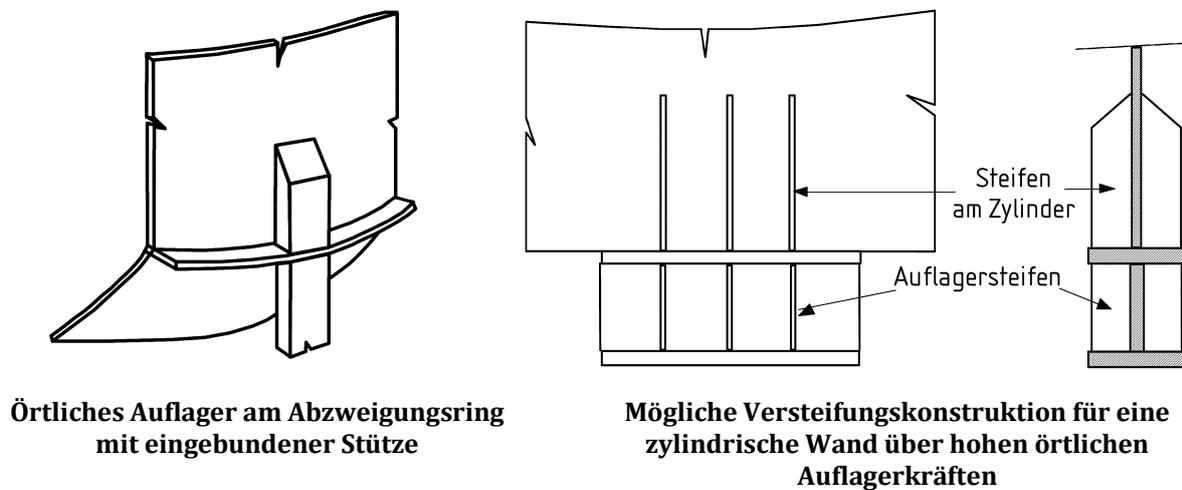


Bild 5.7 — Typische Auflagerdetails

(3) Bei der Festlegung der Einbindelänge sollte der Beulsicherheitsnachweis gegen Schubbeulen neben der eingebundenen Stütze beachtet werden, siehe 5.3.2.6.

(4) Bei diskreter Auflagerung ohne Ringträger sollte die Steife oberhalb jedes Auflagers

- a) entweder bis zur Dachtraufe reichen;
- b) oder mit einer Einbindelänge von mindestens L_{\min} eingebunden sein:

$$L_{\min} = 0,4r \sqrt{\left(\frac{r}{t}\right) \cdot \frac{1}{n(n^2 - 1)}} \quad (5.84)$$

Dabei ist

n die Anzahl der diskreten Auflager über den Schalenumfang.

5.4.6.2 Örtliche Rippen zur Lasteinleitung in zylindrische Wände

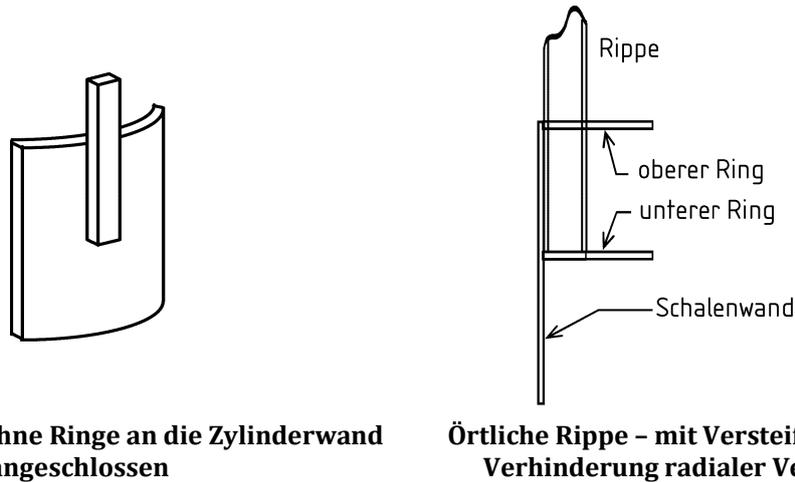
(1) Eine örtliche Lasteinleitungsrippe für eine Zylinderwand sollte so dimensioniert sein, dass sie die Bemessungslast ohne lokale bleibende Verformungen in das Auflager und in die Schalenwand einleiten kann.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(2) Bei der Festlegung der Rippenlänge sollte der Beulsicherheitsnachweis gegen Schubbeulen neben der Rippe beachtet werden, siehe 5.3.2.6.

(3) Die Rippe sollte so ausgelegt werden, dass sie sich nicht verdrehen und damit lokale radiale Verformungen der Zylinderwand verursachen kann. Bei Bedarf sollten Versteifungsringe angeordnet werden, um radiale Verformungen zu verhindern.

ANMERKUNG Mögliche Lasteinleitungskonstruktionen mit örtlichen Rippen sind in Bild 5.8 dargestellt.



Örtliche Rippe – ohne Ringe an die Zylinderwand angeschlossen

Örtliche Rippe – mit Versteifungsringen zur Verhinderung radialer Verformungen

Bild 5.8 — Typische Details von Lasteinleitungsrippen

5.4.7 Verankerung an der Basis eines Silos

(1) Bei der Bemessung der Verankerung sollte die Ungleichmäßigkeit der tatsächlichen Einwirkungen auf die Schalenwand in Umfangsrichtung berücksichtigt werden. Dabei sollte besonders auf die unter Windlast entstehenden, örtlich hohen Ankerkräfte geachtet werden.

ANMERKUNG Die Ankerkräfte werden bei Behandlung des Silos als vertikalen Kragträger unter globaler Biegung in der Regel unterschätzt.

(2) Der Ankerabstand sollte nicht größer sein als aufgrund der Bemessung des Basisringes erforderlich, siehe 8.5.3.

(3) Wenn keine genauere numerische Untersuchung angestellt wird, sollte die Verankerung für folgende abhebende Kraft $n_{x,Ed}$ je Umfangslängeneinheit ausgelegt werden:

$$n_{x,Ed} = p_{n,Edw} \left(\frac{L^2}{2r} \right) \left[C_1 + \sum_{m=2}^M m^2 C_m \left\{ 1 - \frac{3}{4} \left(\frac{a_1}{a_2 + a_3} \right) \right\} \right] \quad (5.85)$$

$$a_1 = 1 + 10,4 \left(\frac{r}{mL} \right)^2 \quad (5.86)$$

$$a_2 = 1 + 7,8 \left(\frac{r}{mL} \right)^2 \quad (5.87)$$

$$a_3 = 3 \frac{r^3 t}{I_z} \left(\frac{r}{L}\right)^3 \left(\frac{1}{m^4 (m^2 - 1)^2}\right) \quad (5.88)$$

Dabei ist

- $p_{n,Edw}$ der größte Bemessungsdruck (im Staumeridian) unter Windlast;
- L die Gesamthöhe der Schalenwand;
- t die mittlere Schalenwanddicke;
- I_z das Flächenmoment 2. Grades (Trägheitsmoment) der Ringsteife am oberen Zylinderrand um ihre vertikale Querschnittsachse (Umfangsbiegung);
- C_m die harmonischen Koeffizienten der Winddruckverteilung in Umfangsrichtung;
- M die höchste Harmonische in der Winddruckverteilung.

ANMERKUNG Die Werte der für die jeweiligen Bedingungen maßgeblichen harmonischen Koeffizienten des Winddrucks C_m dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die folgenden Werte sind vereinfachte Empfehlungen für Silos der Klassen 1 und 2: $M = 4$; $C_1 = +0,25$; $C_2 = +1,0$; $C_3 = +0,45$ und $C_4 = -0,15$. Für Silos der Klasse 3 werden die in Anhang C angegebenen genaueren Verteilungen mit $M = 4$ für einzeln stehende Silos und $M = 10$ für in Gruppen angeordnete Silos empfohlen.

5.5 Detailausbildung von Öffnungen in zylindrischen Wänden

5.5.1 Allgemeines

(1) Öffnungen in der Silowandung sollten durch vertikale und horizontale Steifen neben den Öffnungsrändern verstärkt werden. Sitten die Steifen nicht unmittelbar an den Öffnungsrändern, so dass kleine unversteifte Wandbereiche verbleiben, so sollten diese bei der Berechnung als nicht vorhanden betrachtet werden.

5.5.2 Rechteckige Öffnungen

(1) Die vertikale Verstärkung an einer rechteckigen Öffnung (siehe Bild 5.9) sollte so ausgelegt werden, dass die Querschnittsfläche der Steifen nicht kleiner ist als die entfallene Wandquerschnittsfläche, aber nicht größer als das Zweifache davon.

(2) Die horizontale Verstärkung sollte ebenfalls so ausgelegt werden, dass die Querschnittsfläche der Steifen nicht kleiner ist als die entfallene Wandquerschnittsfläche.

(3) Die Biegesteifigkeit der Randsteifen in Wandebene sollte so ausgelegt werden, dass die rechnerische Durchbiegung δ der Schalenwandung unter der zugeordneten Membrannormalkraft rechtwinklig zum betrachteten Öffnungsrand in Öffnungsachse nicht größer ist als

$$\delta_{\max} = k_{d1} \sqrt{\frac{t}{r}} \cdot d \quad (5.89)$$

Dabei ist

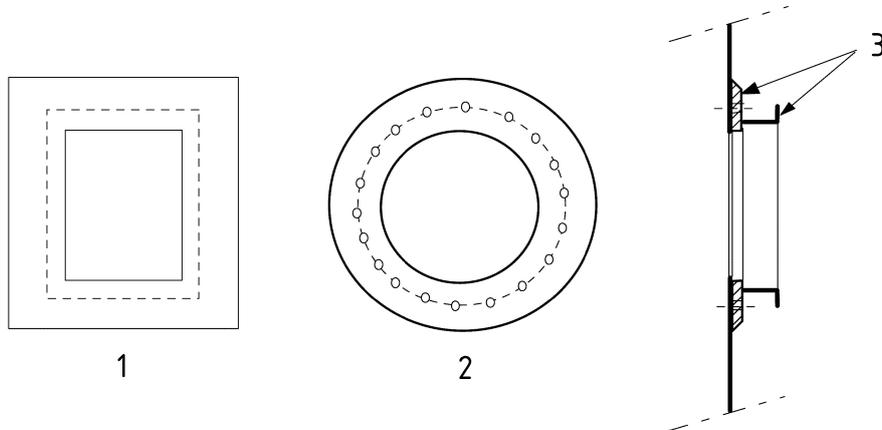
- d die Öffnungsbreite rechtwinklig zur betrachteten Membrannormalkraft.

ANMERKUNG Der Wert von k_{d1} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_{d1} = 0,02$ empfohlen.

(4) Die vertikalen Randsteifen sollten mindestens um $2\sqrt{rt}$ nach oben und unten über die Öffnung hinausreichen.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(5) Der Nachweis gegen örtliches Beulen der Schalenwandung im Bereich der Steifenenden sollte nach den Regeln für örtliche Lasten in 5.4.5 und 5.4.6 geführt werden.



Legende

- 1 rechteckige Öffnung
- 2 runde Öffnung
- 3 Verstärkungsstruktur (an die Silowand angeschweißt oder angeschraubt)

Bild 5.9 — Typische Steifenanordnung an Öffnungen in Silowänden

5.6 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

5.6.1 Grundlagen

(1) Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit für Stahlsilos mit zylindrischen Blechwänden sind:

- Verformungen oder Durchbiegungen, die die effektive Benutzung des Tragwerks ungünstig beeinflussen;
- Verformungen, Durchbiegungen, Schwingungen oder Erschütterungen, die die Zerstörung nicht tragender Teile nach sich ziehen.

(2) Verformungen, Durchbiegungen und Erschütterungen sollten so begrenzt werden, dass die vorstehenden Kriterien eingehalten werden.

(3) Geeignete Grenzwerte sollten zwischen dem Tragwerksplaner, dem Bauherrn und der zuständigen Behörde vereinbart werden; dabei sind der vorgesehene Verwendungszweck und die Beschaffenheit des zu speichernden Schüttgutes zu beachten.

5.6.2 Durchbiegungen

(1) Der Grenzwert für die globale horizontale Ausbiegung eines Silos sollte wie folgt angesetzt werden:

$$w_{\max} = k_{d2} H \quad (5.90)$$

Dabei ist

H die Höhe des Tragwerks vom Fundament bis zum Dach.

ANMERKUNG Der Wert von k_{d2} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_{d2} = 0,02$ empfohlen.

(2) Der Grenzwert für lokale radiale Durchbiegungen (Abweichungen vom kreisförmigen Querschnitt) unter Windlast sollte als der kleinere der beiden folgenden Werte angesetzt werden:

$$w_{r,\max} = k_{d3} r \quad (5.91)$$

$$w_{r,\max} = k_{d4} t \quad (5.92)$$

Dabei ist

t die Dicke des dünnsten Teiles der Schalenwand.

ANMERKUNG Die Werte von k_{d3} und k_{d4} dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden Werte von $k_{d3} = 0,05$ und $k_{d4} = 20$ empfohlen.

6 Bemessung von konischen Trichtern

6.1 Grundlagen

6.1.1 Allgemeines

(1) Konische Trichter sollten so dimensioniert werden, dass die grundlegenden Anforderungen an die Bemessung nach Abschnitt 2 erfüllt sind.

(2) Die Tragsicherheitsnachweise der Kegelschale sollten nach den Regeln von EN 1993-1-6 geführt werden.

6.1.2 Bemessung der Trichterwand

(1) Die kegelstumpfförmige Trichterwand sollte auf Folgendes überprüft werden:

- Widerstand gegen Zugbruch unter Innendruck und Wandreibung;
- Widerstand gegen örtliches Biegefließen an der Abzweigung;
- Widerstand gegen Ermüdungsbruch;
- Widerstand der Stöße (Verbindungen);
- Widerstand gegen Beulen unter Querbelastungen aus Austragorganen und Anschlüssen;
- lokale Effekte.

(2) Die Schalenwand sollte den Anforderungen von EN 1993-1-6 entsprechen; die Regeln in 6.3 bis 6.5 erfüllen jene Anforderungen.

(3) Die in 6.3 bis 6.5 angegebenen Regeln gelten für Trichter mit halben Kegelöffnungswinkeln im Bereich von $0^\circ < \beta < 70^\circ$.

(4) Für Trichter der Schadensfolgeklasse 1 dürfen die Grenzzustände ‚Zyklisches Plastizieren‘ und ‚Ermüdung‘ außer Acht gelassen werden, sofern die beiden folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) Die Bemessung für den Grenzzustand Zugbruch an der Abzweigung sollte mit einem erhöhten Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M0} = \gamma_{M0g}$ durchgeführt werden.
- b) Es sind keine örtlichen Längssteifen oder Auflagerungen an der Trichterwandung im Bereich der Abzweigung vorgesehen.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

ANMERKUNG Der Wert von γ_{M0g} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\gamma_{M0g} = 1,4$ empfohlen.

6.2 Unterscheidung zwischen verschiedenen Formen von Trichterschalen

- (1) Eine Trichterwand aus gewalzten Stahlblechen wird ‚isotrop‘ genannt.
- (2) Eine Trichterwand mit Steifen an der Außenseite wird ‚außen-versteift‘ genannt.
- (3) Ein Trichter mit mehr als einer Entleerungsöffnung wird ‚Mehrfachauslass‘ genannt.
- (4) Ein Trichter, der Teil eines auf diskreten Stützen oder Konsolen aufgelagerten Silos ist, wird ‚diskret aufgelagert‘ genannt, auch wenn sich die diskreten Auflager nicht direkt unter dem Trichter befinden.

6.3 Tragsicherheitsnachweis für konische Trichterwände

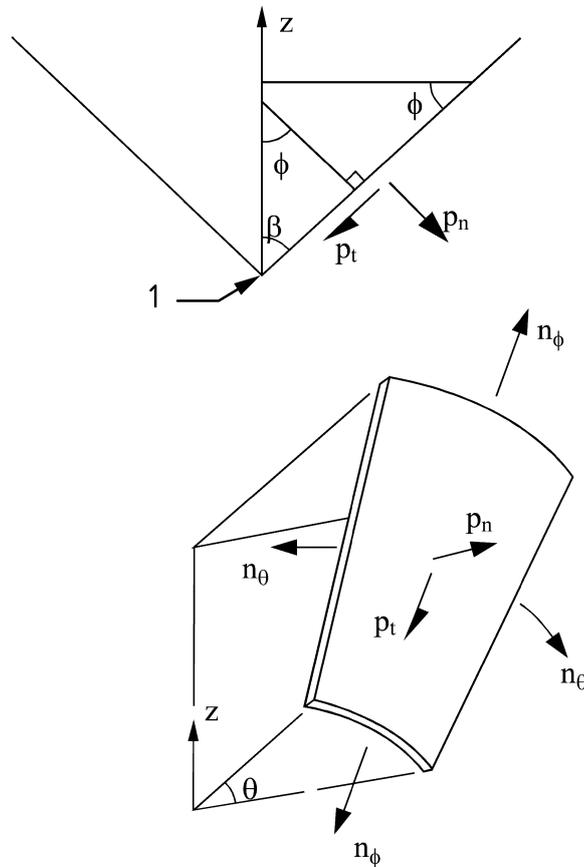
6.3.1 Allgemeines

A1 (1) Der konische Trichter sollte den Anforderungen von EN 1993-1-6 entsprechen. Alternativ kann dieses unter Anwendung der Regeln des Bemessungswiderstands in 6.3.2 als erfüllt gelten. **A1**

(2) Besonders zu beachten sind die Druckverteilungen beim Befüllen und Entleeren, unter denen einzelne Bereiche des Trichters besonders kritisch belastet werden.

(3) Die Schnittgrößen im Hauptteil des Trichters dürfen in der Regel mit Hilfe der Membrantheorie ermittelt werden.

ANMERKUNG Zusätzliche Informationen zu den möglichen Druckverteilungen und zu den membrantheoretischen Schnittgrößen im Hauptteil des Trichters werden in Anhang B gegeben.



1 Koordinatenursprung und Kegelspitze

Bild 6.1 — Trichterschale

6.3.2 Isotrope, unversteifte, geschweißte oder geschraubte Trichter

6.3.2.1 Allgemeines

(1) Ein konischer Trichter sollte als Schalentragswerk berechnet werden, das die Lasten kombiniert in Meridian- und Umfangsrichtung abträgt.

6.3.2.2 LS1: Plastischer Kollaps oder Zugbruch in der Trichterwand

(1) Beim Tragsicherheitsnachweis gegen Zugbruch sollte beachtet werden, dass die Trichterwand unterschiedlichen und wechselnden Druckverteilungen ausgesetzt sein kann. Da Zugbruchversagen sich leicht fortpflanzen kann und in der Regel nicht duktil ist, sollte jede einzelne Stelle des Trichters für ihre ungünstigste Bemessungssituation ausgelegt sein.

(2) Geschweißte oder geschraubte Stöße längs der Kegelmeridiane sollten so dimensioniert werden, dass sie an jeder Stelle die ungünstigsten Membrankräfte infolge der Druckverteilungen beim Befüllen oder Entleeren aufnehmen können.

(3) Geschweißte oder geschraubte Stöße längs der Kegelumfänge sollten so dimensioniert werden, dass sie das größtmögliche Schüttgutgewicht unterhalb des jeweiligen Stoßes aufnehmen können.

ANMERKUNG Üblicherweise ist dafür die Befüllungsdruckverteilung maßgebend: siehe EN 1991-4.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

6.3.2.3 LS1: Zugbruch an der Abzweigung

(1) Der Umfangsstoß zwischen Trichter und Abzweigung (siehe Bild 6.2) sollte für die größtmögliche meridionale Gesamtbeanspruchung des Trichters ausgelegt werden, wobei eventuelle unvermeidbare Ungleichmäßigkeiten zu berücksichtigen sind.

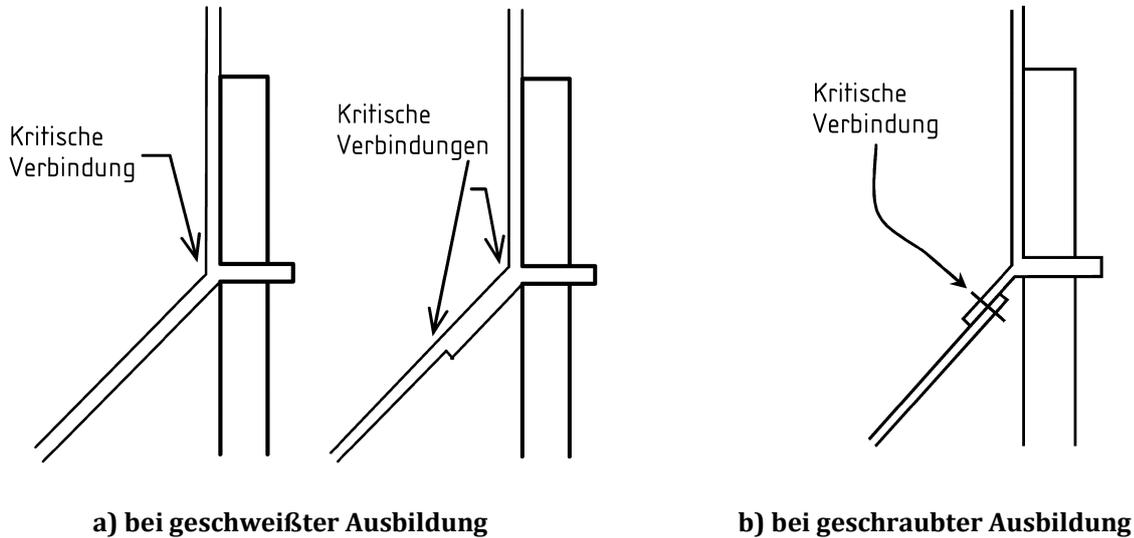


Bild 6.2 — Abzweigung des Trichters: Gefährdung durch Zugbruch

(2) Wenn die Schwerkraft- und Fließbelastung aus dem Schüttgut die einzige zu beachtende Einwirkung ist, sollte die Meridiankraft je Längeneinheit $n_{\phi h, Ed, s}$, die durch die in EN 1991-4 festgelegten symmetrischen Drücke verursacht und durch den Umfangsstoß an der Abzweigung übertragen wird, aus globalem Gleichgewicht ermittelt werden. Der Bemessungswert der örtlichen Meridiankraft je Längeneinheit $n_{\phi h, Ed}$, mit dem der möglichen Ungleichmäßigkeit der Belastung Rechnung getragen wird, sollte dann wie folgt ermittelt werden.

$$n_{\phi h, Ed} = g_{asym} n_{\phi h, Ed, s} \quad (6.1)$$

Dabei ist

$n_{\phi h, Ed, s}$ der Bemessungswert der lokalen Meridiankraft je Umfangslängeneinheit am oberen Trichterrand, der unter der Annahme vollständig symmetrischer Trichterbelastung erhalten wird;

g_{asym} der Faktor für die Zunahme der Meridiankraft infolge Unsymmetrie.

ANMERKUNG Ausdrücke für $n_{\phi h, Ed, s}$ sind Anhang B zu entnehmen. Der Wert von g_{asym} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $g_{asym} = 1,2$ empfohlen.

(3) Bei Silos der Schadensfolgeklasse 2 sollte eine schalenbiegetheoretische Berechnung des Trichters durchgeführt werden, in die gegebenenfalls andere Belastungen aus diskreter Auflagerung, Austragorganen, angeschlossenen Bauteilen, ungleichmäßigen Trichterwanddrücken usw. einzuschließen sind. Aus dieser Berechnung ist die größte lokale Meridiankraft je Umfangslängeneinheit, die vom Trichter an die Abzweigung zu übertragen ist, zu entnehmen.

(4) Der Meridianmembrankraftwiderstand (der Bemessungswert des Widerstandes) des Trichters an der Abzweigung $n_{\phi h, Rd}$ sollte wie folgt angesetzt werden:

$$n_{\phi h, Rd} = k_r t f_u / \gamma_{M2} \quad (6.2)$$

Dabei ist

f_u die Zugfestigkeit.

ANMERKUNG Der Wert von k_r darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_r = 0,90$ empfohlen.

6.3.2.4 LS1: Plastischer Mechanismus an Dickensprüngen oder an der Abzweigung

(1) Der Widerstand des Trichters gegen Versagen durch Ausbildung eines plastischen Mechanismus sollte in Form des lokalen Wertes der Meridianmembrankraft n_{ϕ} am oberen Trichterrand bzw. am Dickensprung nachgewiesen werden.

(2) Der entsprechende Meridianmembrankraftwiderstand $n_{\phi, Rd}$ sollte wie folgt ermittelt werden:

$$n_{\phi, Rd} = \left(\frac{r t f_y}{r - 2,4 \sqrt{\frac{r t}{\cos \beta}} \cdot \sin \beta} \right) \left(\frac{0,91 \mu + 0,27}{\mu + 0,15} \right) / \gamma_{M0} \quad (6.3)$$

Dabei ist

t die örtliche Wanddicke;

r der Radius am plastischen Mechanismus (oberer Trichterrand oder Dickensprung);

β der halbe Kegelloffnungswinkel des Trichters, siehe Bild 6.1;

μ der Wandreibungskoeffizient für die Trichterwand.

(3) Die Bemessungsmembrankräfte sollten an allen kritischen Punkten des Tragwerks die folgende Bedingung erfüllen:

$$n_{\phi, Ed} \leq n_{\phi, Rd} \quad (6.4)$$

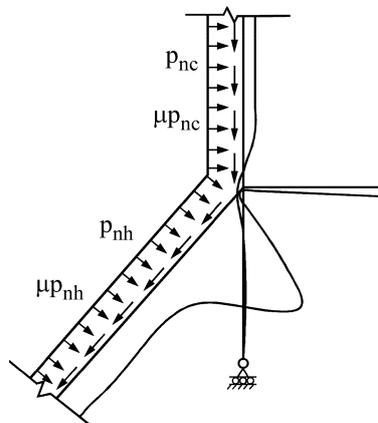


Bild 6.3 — Plastischer Kollaps eines konischen Trichters

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

6.3.2.5 LS2 und LS4: Örtliche Biegung an der Abzweigung

- (1) Um Versagen durch zyklisches Plastizieren und/oder Ermüdung zu vermeiden, sollten für die starke Biegebeanspruchung am oberen Trichterrand, die sich sowohl aus Gleichgewichts- als auch aus Zwängungseinflüssen zusammensetzt, die entsprechenden Nachweise geführt werden.
- (2) Auf diese Nachweise darf bei Silos der Schadensfolgeklasse 1 verzichtet werden.
- (3) Wenn keine genaue FE-Berechnung des Tragwerks durchgeführt wird, sollte die örtliche Biegespannung am oberen Trichterrand mit Hilfe der nachfolgenden Formeln ermittelt werden.
- (4) Die an der Knotenlinie der Abzweigung angreifenden effektiven Kraftgrößen (Radialkraft $F_{e,Ed}$ und Moment $M_{e,Ed}$) sollten wie folgt ermittelt werden:

$$F_{e,Ed} = n_{\phi h,Ed} \sin \beta - F_h - F_c \quad (6.5)$$

$$M_{e,Ed} = F_c x_c - F_h x_h \quad (6.6)$$

mit:

$$F_c = 2 x_c p_{nc} \quad (6.7)$$

A1)

$$F_h = 2 \left(\frac{x_h}{\cos \beta} \right) (0,85 - 0,15 \mu \cot \beta) p_{nh} \quad (6.8) \text{ **A1**}$$

$$x_c = 0,39 \sqrt{r t_c} \quad (6.9)$$

A1)

$$x_h = 0,39 \sqrt{r t_h \cos \beta} \quad (6.10) \text{ **A1**}$$

Dabei ist (siehe Bild 8.4)

- t_h die örtliche Wanddicke des Trichters;
- t_c die örtliche Wanddicke des Zylinders an der Abzweigung;
- r der Radius an der Abzweigung (oberer Trichterrand);
- β der halbe Kegelöffnungswinkel des Trichters;
- μ der Wandreibungskoeffizient für die Trichterwand;
- $n_{\phi h,Ed}$ die Bemessungs-Meridianmembrankraft am oberen Trichterrand;
- p_{nh} der örtliche Wert des Trichterwanddruckes unmittelbar unterhalb der Abzweigung;
- p_{nc} der örtliche Wert des Zylinderwanddruckes unmittelbar oberhalb der Abzweigung.

- (5) Die örtliche Biegespannung $\sigma_{b\phi h,Ed}$ am oberen Trichterrand sollte wie folgt ermittelt werden:

$$\text{**A1**) } \sigma_{b\phi h,Ed} = \left(\frac{6}{\Delta} \right) \{ (a_2 - 2 a_1 \eta) M_{e,Ed} - \rho (a_3 - a_2 \eta) F_{e,Ed} \} - \left(\frac{6}{t_h^2} \right) F_h x_h \quad (6.11) \text{ **A1**}$$

Dabei ist

$$\Delta = 2 a_1 a_3 - a_2^2 \quad (6.12)$$

$$\rho = 0,78 \sqrt{r} \quad (6.13)$$

$$\eta = \sqrt{t_h \cos \beta} \quad (6.14)$$

$$a_1 = t_s^{3/2} + t_c^{3/2} + \frac{t_h^{3/2}}{\sqrt{\cos \beta}} + \frac{A_{ep}}{\rho} \quad (6.15)$$

$$a_2 = t_s^2 - t_c^2 + t_h^2 \quad (6.16)$$

$$\boxed{A_1} \quad a_3 = t_s^{5/2} + t_c^{5/2} + t_h^{5/2} \sqrt{\cos \beta} \quad (6.17) \quad \boxed{A_1}$$

Dabei ist

t_h die örtliche Wanddicke des Trichters;

t_c die örtliche Wanddicke des Zylinders an der Abzweigung;

t_s die örtliche Wanddicke der Standzarge unterhalb der Abzweigung;

A_{ep} die Querschnittsfläche der Ringsteife an der Abzweigung (ohne mittragende Anteile der benachbarten Schalensegmente);

r der Radius an der Abzweigung (oberer Trichterrand).

6.3.2.6 Trichter in diskret aufgelagerten Silos

(1) Bei diskret aufgelagerten Silos sollten bei der Ermittlung der ungleichmäßig verteilten Meridianmembranspannungen im Trichter die relativen Steifigkeiten des Ringträgers an der Abzweigung, der Zylinderwand und der Trichterwand berücksichtigt werden.

(2) Bei Silos der Schadensfolgeklasse 1 darf auf diese Anforderung verzichtet werden.

(3) Der Trichter sollte für den größtmöglichen örtlichen Wert der Meridianzugkraft am oberen Trichterrand (im Bereich der Auflagerung) nach 6.3.2.3 und 6.3.2.4 bemessen werden.

6.3.2.7 LS3: Beulen der Trichterwand

$\boxed{A_1}$ (1) Obwohl die Trichterkonstruktionen üblicherweise unter biaxialem Zug stehen, und somit keine Probleme aufgrund von Beulen auftreten, können einige Lastbedingungen zu Druckmembranspannungen in Meridianrichtung führen. Das schließt horizontale Einwirkungen aus Austragorganen oder angeschlossenen Bauteilen, unsymmetrische vertikale Einwirkungen sowie die Exzentrizität der Entleerungskanäle in einem Trichter ein. Für diese Bedingungen sollte verifiziert werden, ob eine Meridianmembrankraft (meridionale Druckmembrankraft) nicht zum Beulen führt.

(2) Dieser Abschnitt ist nur relevant, wenn der Wert von $n_{\phi,Ed}$ an einigen Punkten im Trichter Druck ergibt. Das Vorzeichen von $n_{\phi,Ed}$ und $n_{\phi,Rd}$ wird in diesem Abschnitt als positiv unter Druck angenommen.

ANMERKUNG Die Meridianmembrankraft in einem Trichter ist üblicherweise eine Zugkraft.

(3) Die Überprüfungen in Bezug auf Beulen im Trichter sollten an Stellen durchgeführt werden, an denen der Spitzenwert der Druckmembranspannung hoch ist.

(4) Der Bemessungsbeulwiderstand $n_{\phi,Rd}$ an jedem Punkt im Trichter sollte wie folgt ermittelt werden:

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

$$n_{\phi, Rd} = 0,6\alpha_{xh}E \left(\frac{t_h^2}{r} \right) \cos\beta / \gamma_{M1} \quad (6.18)$$

Dabei ist

- α_{xh} der elastische Imperfektions(-empfindlichkeits)-Abminderungsfaktor für Meridianbeulen;
- r der einfache Radius an dem Punkt im Trichter mit dem Spitzenwert der Druckmembranspannung;
- t_h die örtliche Wanddicke des Trichters am gleichen Punkt;

und dabei ist γ_{M1} in 2.9.2 angegeben, jedoch sollte $n_{\phi, Rd}$ nicht größer als $n_{\phi, Rd} = t_h f_y / \gamma_{M0}$ angesetzt werden.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf den Wert von α_{xh} festlegen. Es wird ein Wert von $\alpha_{xh} = 0,30$ empfohlen.

ANMERKUNG 2 Der Ausdruck (6.18) ermöglicht ein vereinfachtes Verfahren der Berechnung des Beulwiderstandes. Für eine umfassendere Ermittlung wird auf EN 1993-1-6 verwiesen.

(5) Die Meridianmembrankraft am kritischen Punkt im Trichter sollte die folgende Bedingung erfüllen:

$$n_{\phi, Ed} \leq n_{\phi, Rd} \quad (6.19) \quad \boxed{A1}$$

6.4 Angaben zu speziellen Trichterkonstruktionen

6.4.1 Unterstützungskonstruktion

$\boxed{A1}$ (1) Die Beeinflussung des Trichters aus einer diskreten Siloauflagerung sollte nach 5.4 behandelt werden. Die Unterstützungskonstruktionen selbst sollten nach EN 1993-1-1 bemessen werden; dabei gilt für die Grenze zwischen Silo und Unterstützungskonstruktion die Definition nach 1.1 (5). $\boxed{A1}$

6.4.2 Stützensgelagerte Trichter

(1) Wenn die Trichterwand selbst auf diskreten Auflagern oder Stützen gelagert ist, die den oberen Trichterrand nicht erreichen, sollte sie mit Hilfe der Schalenbiegetheorie berechnet werden; siehe EN 1993-1-6.

(2) Für die Einleitung und Verteilung der Auflagerkräfte in die Trichterwand sollten geeignete konstruktive Vorkehrungen getroffen werden.

(3) Die Stöße der Trichterwand sollten für die von ihnen zu übertragenden, größtmöglichen örtlichen Schnittgrößen bemessen werden.

(4) Für Wandbereiche, in denen Druckmembranspannungen entstehen können, sollte ein Beulsicherheitsnachweis geführt werden; siehe EN 1993-1-6.

6.4.3 Unsymmetrische Trichter

(1) Wenn die Trichterachse nicht lotrecht, sondern gegenüber der Vertikalen um den Winkel ω geneigt ist (Bild 6.4), sollten beim Tragsicherheitsnachweis die aus dieser Geometrie resultierenden größeren Meridianspannungen auf der steileren Seite beachtet werden, und es sollten entsprechende Vorkehrungen getroffen werden, um einen angemessenen örtlichen Meridianwiderstand sicherzustellen.

6.4.4 Versteifte Kegelschalen

- (1) Die Längssteifen (Meridiansteifen) sollten am oberen Trichterrand angemessen verankert werden.
- (2) Bei meridianversteiften Trichterkegeln sollten die Kompatibilitätseffekte zwischen Wand und Steifen beachtet werden. Darüber hinaus sollten bei der Berechnung der Steifen- und Wandschnittgrößen die Querkontraktionseinflüsse aus der Umfangszugbeanspruchung der Trichterwand beachtet werden.
- (3) Bei der Bemessung der Wandstöße sollte die infolge der Kompatibilitätseinflüsse erhöhte Zugbeanspruchung beachtet werden.
- (4) Die Verbindung zwischen Steifen und Wandblech sollte für die zwischen ihnen wirkenden Verbundkräfte bemessen werden.

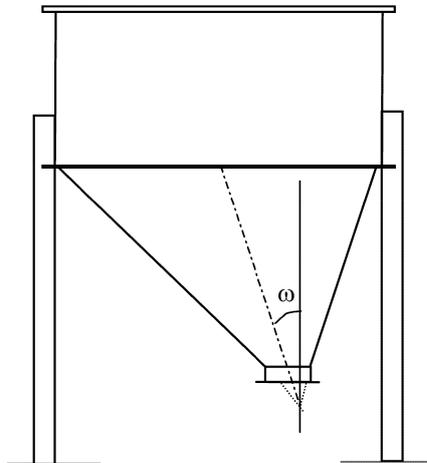


Bild 6.4 — Unsymmetrischer Trichter mit in den Zylinder eingebundenen Stützen

6.4.5 Mehrfach-Kegelschalen

- (1) Bei Trichtern, die aus mehreren Kegelsegmenten unterschiedlicher Wandneigung zusammengesetzt sind, sollten die maßgebenden Schüttguteinwirkungen für jedes Segment getrennt ermittelt und der Bemessung zu Grunde gelegt werden.
- (2) An Wandneigungssprüngen sollten beim Tragsicherheitsnachweis die örtlichen Zug- und Druckbeanspruchungen in Umfangsrichtung beachtet werden.
- (3) Die Gefahr starken Verschleißes an solchen Wandneigungssprüngen sollte bei der Bemessung ebenfalls berücksichtigt werden.

6.5 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

6.5.1 Grundlagen

- (1) Falls Gebrauchstauglichkeitskriterien als notwendig erachtet werden, sollten die entsprechenden Grenzwerte für den Trichter zwischen dem Tragwerksplaner und dem Bauherrn vereinbart werden.

6.5.2 Erschütterungen

- (1) Es sollte dafür gesorgt werden, dass der Trichter während des Betriebes keinen schweren Erschütterungen ausgesetzt ist.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

7 Bemessung von kreisrunden konischen Dächern

7.1 Grundlagen

- (1) Bei der Bemessung von Silodächern sollten ständige, häufige und außergewöhnliche Einwirkungen beachtet werden, d. h. besonders Windlast, Schneelast, Nutzlasten und Teilvakuum.
- (2) Bei der Bemessung sollte außerdem die Möglichkeit von aufwärts gerichteten Dachlasten aus unbeabsichtigter Überfüllung oder unerwarteter Verflüssigung des gespeicherten Schüttgutes geprüft werden.

7.2 Unterscheidung zwischen verschiedenen Formen von Dachtragwerken

7.2.1 Begriffe

- (1) Ein aus gewalzten Blechen ohne unterstützende Träger oder Ringe gebildetes Kegelschalendach wird ‚Schalendach‘ oder ‚ungestütztes Dach‘ genannt.
- (2) Ein kegelförmiges Dach, dessen Dachbleche auf Trägern oder einem Trägerrost gelagert sind, wird ‚Gespärrdach‘ oder ‚gestütztes Dach‘ genannt.

7.3 Tragsicherheitsnachweise für kreisrunde konische Silodächer

7.3.1 Schalendächer bzw. ungestützte Dächer

- (1) Schalendächer sollten nach den Anforderungen von EN 1993-1-6 bemessen werden. Dem wird für Kegeldächer mit einem Durchmesser von nicht mehr als 5 m Durchmesser und einer Dachneigung ϕ von nicht mehr als 40° gegenüber der Horizontalen Genüge getan, wenn die Nachweise nach den folgenden Regeln geführt werden.
- (2) Die berechneten Oberflächenvergleichsspannungen aus Schalenbiegung und Membrankräften sollten für jeden Punkt in der Schale auf folgenden Vergleichsspannungswiderstand begrenzt werden:

$$f_{e,Rd} = f_y / \gamma_{M0} \quad (7.1)$$

Wobei γ_{M0} nach 2.9.2 zu ermitteln ist.

- (3) Der ideale Beulaußendruck $p_{n,Rcr}$ eines isotropen Kegeldaches sollte wie folgt berechnet werden:

$$p_{n,Rcr} = 2,65 E \left(\frac{t \cos \phi}{r} \right)^{2,43} \cdot (\tan \phi)^{1,6} \quad (7.2)$$

Dabei ist

- r der Außenradius des Daches;
- t die kleinste Wanddicke;
- ϕ der Neigungswinkel des Kegels gegenüber der Horizontalen.

- (4) Der Bemessungs-Beulaußendruck (Bemessungswert des Beulwiderstandes) sollte wie folgt ermittelt werden:

$$p_{n,Rd} = \alpha_p p_{n,Rc} / \gamma_{M1} \quad (7.3)$$

Wobei γ_{M1} nach 2.9.2 zu ermitteln ist.

ANMERKUNG Der Wert von α_p darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\alpha_p = 0,20$ empfohlen.

(5) Der Bemessungswert des größten lokalen Außendruckes, der unter den in 7.1 definierten Einwirkungen auftritt, sollte die folgende Bedingung erfüllen:

$$p_{n,Ed} \leq p_{n,Rd} \quad (7.4)$$

7.3.2 Gespärredächer bzw. gestützte Dächer

(1) Gespärredächer bzw. gestützte Dächer sollten nach den in EN 1993-4-2 für Tankbauwerke angegebenen Regeln bemessen werden.

7.3.3 Traufkante (Knotenlinie zwischen Silodach und Siloschaft)

(1) Die Verbindung zwischen Dach und Zylinderschale einschließlich der Ringsteife entlang dieser Knotenlinie sollten ebenfalls nach den in EN 1993-4-2 für Tankbehälter angegebenen Bestimmungen bemessen werden.

8 Bemessung von Abzweigungsringen und Auflagerringträgern

8.1 Grundlagen

8.1.1 Allgemeines

(1) Stählerne Ringe oder Ringträger an der Abzweigung des Trichters vom zylindrischen Siloschaft sollten so dimensioniert werden, dass die grundlegenden Anforderungen an die Bemessung nach Abschnitt 2 erfüllt sind.

(2) Der Ring sollte den Anforderungen von EN 1993-1-6 entsprechen; die nachfolgenden Regeln erfüllen jene Anforderungen.

(3) Für Ringe in Silos der Schadensfolgeklasse 1 braucht kein Nachweis gegen die Grenzzustände ‚Zyklisches Plastizieren‘ und ‚Ermüdung‘ geführt zu werden, wenn die nachfolgenden Bedingungen eingehalten werden.

8.1.2 Bemessung des Ringes

(1) Der Ring oder Ringträger sollte auf Folgendes überprüft werden:

- Widerstand gegen plastisches Versagen unter Druckbeanspruchung in Umfangsrichtung;
- Widerstand gegen Knicken unter Druckbeanspruchung in Umfangsrichtung;
- Widerstand gegen örtliches Fließen unter Zug- oder Druckspannungen;
- Widerstand gegen örtliches Versagen über Auflagerungen;
- Widerstand gegen Torsionsversagen;
- Widerstand von Stößen und Verbindungen.

(2) Der Ringträger sollte den Anforderungen von EN 1993-1-6 entsprechen; die Regeln in 8.2 bis 8.5 erfüllen jene Anforderungen.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(3) Für Ringe in Silos der Schadensfolgeklasse 1 dürfen die Grenzzustände ‚Zyklisches Plastizieren‘ und ‚Ermüdung‘ außer Acht gelassen werden.

8.1.3 Begriffe

(1) Ein Ring, der ausschließlich der Aufnahme der radialen Kraftkomponenten aus dem Trichter dient, wird ‚Abzweigungsring‘ genannt.

(2) Ein Ring, der der Verteilung vertikaler Kräfte zwischen verschiedenen Komponenten dient (z. B. von der Zylinderwand in diskrete Auflager), wird ‚Ringträger‘ genannt.

(3) Die Knotenlinie zwischen den Mittelflächen der Trichterwand und der zylindrischen Schalenwand an der Abzweigung wird ‚Abzweigungszentrum‘ genannt und sollte als Referenzlinie für die rechnerischen Nachweise verwendet werden.

(4) Ein Silo ohne konkreten Ring an der Abzweigung (siehe Bild 8.1) besitzt einen effektiven Ring (Ersatzring), der aus mittragenden Teilen der angrenzenden Schalen besteht; er wird ‚natürlicher Ring‘ genannt.

(5) Eine Kreisringplatte an der Abzweigung wird ‚Plattenring‘ genannt, siehe Bild 8.1.

(6) Ein Walzprofil als Ringsteife an der Abzweigung wird ‚Profilring‘ genannt.

(7) Ein Walzprofil, das um den Siloumfang herumläuft und den Siloschaft unterhalb der Abzweigung abstützt, wird ‚gewalzter Ringträger‘ genannt.

(8) Ein aus Stahlblechen, die die Form von niedrigen Zylindern und Kreisringplatten haben, aufgebautes Tragglied wird ‚zusammengesetzter Ringträger‘ genannt; siehe Bild 8.1.

8.1.4 Modellierung des Abzweigungsbereiches

(1) Bei "Handberechnungen" sollte der Abzweigungsbereich ausschließlich durch zylindrische und konische Schalensegmente und Kreisringplatten repräsentiert werden.

(2) Bei gleichmäßig aufgelagerten Silos dürfen die Umfangsspannungen in den Kreisringplatten als in jeder Platte konstant angenommen werden.

(3) Bei diskret aufgelagerten Silos sollte berücksichtigt werden, dass die Umfangsspannungen in den Kreisringplatten als Folge von Wölbspannungen in radialer Richtung veränderlich sind.

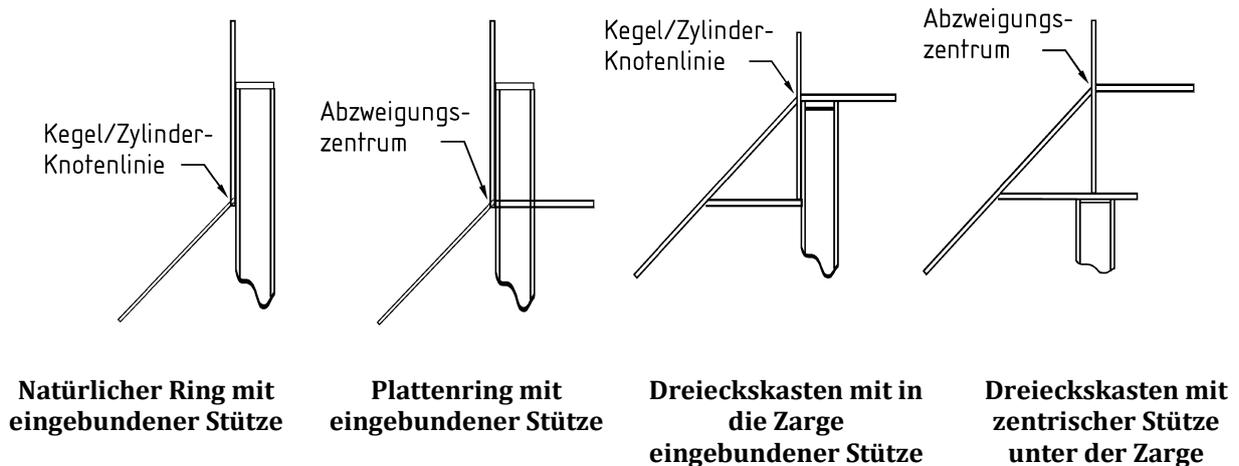


Bild 8.1 — Beispiele für Ringformen

8.1.5 Grenzen für die Ringanordnung

(1) Der vertikale Abstand eines Platten- oder Profilringes vom Abzweigungszentrum sollte nicht größer als $0,2\sqrt{rt}$ sein, wobei t die Zylinderwanddicke ist, es sei denn, es wird eine Schalenbiegeberechnung nach EN 1993-1-6 durchgeführt, um den Einfluss der Exzentrizität erfassen zu können.

ANMERKUNG Diese Regel leitet sich aus der Unwirksamkeit von in größerem Abstand zur Abzweigung angeordneten Ringen ab, siehe Bild 8.2.

(2) Die vereinfachten Regeln in 8.2 gelten nur unter der Voraussetzung, dass die Bedingung (1) eingehalten wird.

8.2 Berechnung des Abzweigungsbereiches

8.2.1 Allgemeines

(1) Für Silos der Schadensfolgeklasse 1 darf der Abzweigungsbereich mit Hilfe einfacher, membrantheoretisch hergeleiteter Formeln und Belastungen aus den angrenzenden Schalensegmenten berechnet werden.

(2) Wenn für den Abzweigungsbereich eine genauere Computerberechnung durchgeführt wird, sollte diese die Anforderungen von EN 1993-1-6 erfüllen.

(3) Für gleichmäßig aufgelagerte Silos darf anstelle einer genaueren Computerberechnung die Berechnung nach 8.2.2 durchgeführt werden.

(4) Für diskret aufgelagerte Silos sollte anstelle einer genaueren Computerberechnung die Berechnung nach 8.2.3 durchgeführt werden.

**DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)**

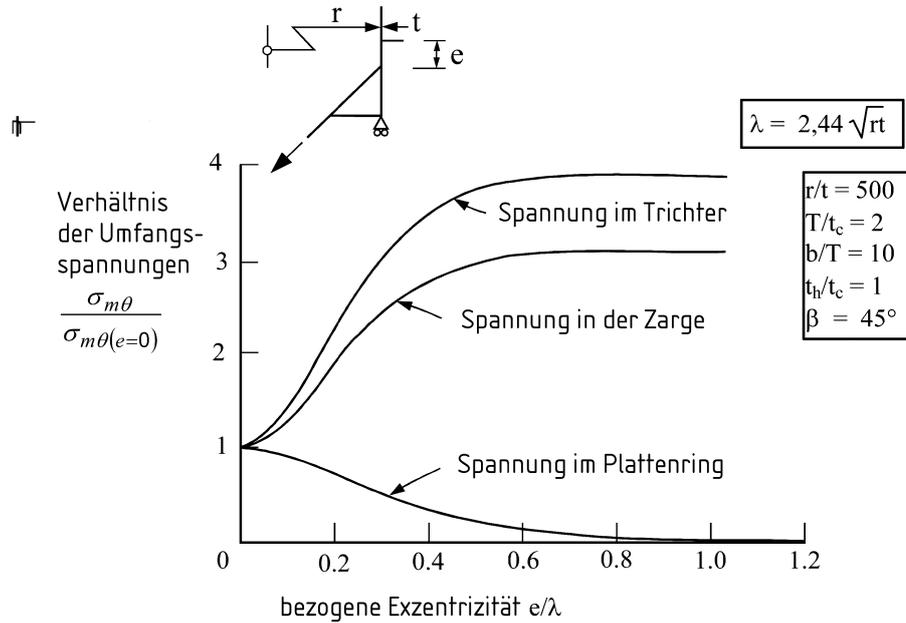


Bild 8.2 — Membranspannungen im Ring und in den angrenzenden Schalen bei exzentrisch angeordnetem Ring

8.2.2 Gleichmäßig unterstützte Abzweigungsbereiche

(1) Der effektive Querschnitt des Abzweigungsbereiches sollte wie folgt festgelegt werden: Die im Abzweigungszentrum zusammentreffenden Schalensegmente sollten in die beiden Gruppen oberhalb (Gruppe A) und unterhalb (Gruppe B) eingeteilt werden, siehe Bild 8.3 a). Alle Kreisringplatten auf Höhe des Abzweigungszentrums sollten zunächst außer Acht gelassen werden. Vertikale Flansche an der Kreisringplatte außerhalb des Abzweigungszentrums sollten als Schalensegmente analog zu den anderen behandelt werden, siehe Bild 8.3.

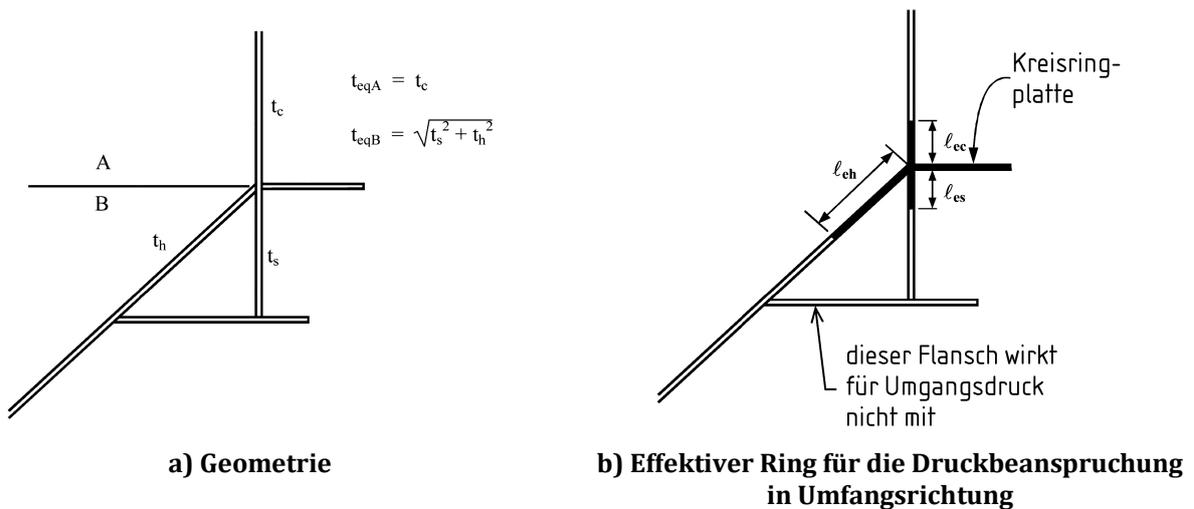


Bild 8.3 — Effektiver Querschnitt des Abzweigungsbereiches Zylinder/Trichter/Ring

(2) Die Ersatzdicken t_{eqA} und t_{eqB} der beiden Schalengruppen sollten wie folgt ermittelt werden:

$$t_{eqA} = \sqrt{\sum_A t^2} \quad (8.1)$$

$$t_{eqB} = \sqrt{\sum_B t^2} \quad (8.2)$$

(3) Das Verhältnis α zwischen dünnerer und dickerer Ersatzschale sollte wie folgt ermittelt werden:

$$\alpha = \frac{(t_{eq})_{\text{dünner}}}{(t_{eq})_{\text{dicker}}} \quad (8.3)$$

mit:

$$(t_{eq})_{\text{dünner}} = \min(t_{eqA}, t_{eqB}) \quad (8.4)$$

$$(t_{eq})_{\text{dicker}} = \max(t_{eqA}, t_{eqB}) \quad (8.5)$$

(4) Für die dünnere der beiden Schalengruppen sollte die mittragende Länge jedes Schalensegmentes wie folgt ermittelt werden:

$$l_{e1} = 0,778 \sqrt{\frac{r t}{\cos\beta}} \quad (8.6)$$

Dabei ist β der Winkel zwischen dem Meridian des betreffenden Schalensegmentes und der Siloachse (halber Kegelöffnungswinkel). Die effektive Querschnittsfläche jedes Schalensegmentes ergibt sich dann zu:

$$A_{e1} = l_{e1} t \quad (8.7)$$

Für die dickere der beiden Schalengruppen sollte die mittragende Länge jedes Schalensegmentes wie folgt ermittelt werden:

$$l_{e2} = 0,389 [1 + 3\alpha^2 - 2\alpha^3] \sqrt{\frac{r t}{\cos\beta}} \quad (8.8)$$

Für diese Gruppe ergibt sich die effektive Querschnittsfläche jedes Schalensegmentes dann zu:

$$A_{e2} = l_{e2} t \quad (8.9)$$

A1) (5) Die effektive Querschnittsfläche A_{ep} eines Plattenringes (Kreisringplatte an der Abzweigung) (siehe Bild 8.4 a) sollte aus der tatsächlichen Fläche $A_p (= b t_p)$ wie folgt ermittelt werden:

$$A_{ep} = \frac{b t_p}{1 + 0,8 \frac{b}{r}} \quad (8.10)$$

Dabei ist

r der Radius der Silo-Zylinderwand;

b die radiale Breite der Kreisringplatte;

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

t_p die Dicke der Kreisringplatte.

(6) Die effektive Gesamtquerschnittsfläche A_{et} des (Ersatz-)Ringes und der mitwirkenden Anteile der benachbarten Schalensegmente zur Aufnahme von Druckspannungen in Umfangsrichtung sollte wie folgt ermittelt werden:

$$A_{et} = A_{ep} + \sum_{i=1}^{\text{alle Segmente}} A_{ei} \quad (8.11)$$

Das kann für die in Bild 8.4 a) dargestellte Abzweigung wie folgt angegeben werden:

$$A_{et} = A_{ep} + 0,778 \sqrt{r} \left\{ t_c^{3/2} + \psi \left(\frac{t_h^{3/2}}{\sqrt{\cos \beta}} + t_s^{3/2} \right) \right\} \quad (8.12)$$

mit

$$\psi = 0,5 (1 + 3 \alpha^2 - 2 \alpha^3) \quad (8.13)$$

$$\alpha = \frac{t_c}{\sqrt{t_s^2 + t_h^2}} \quad (8.14)$$

Dabei ist

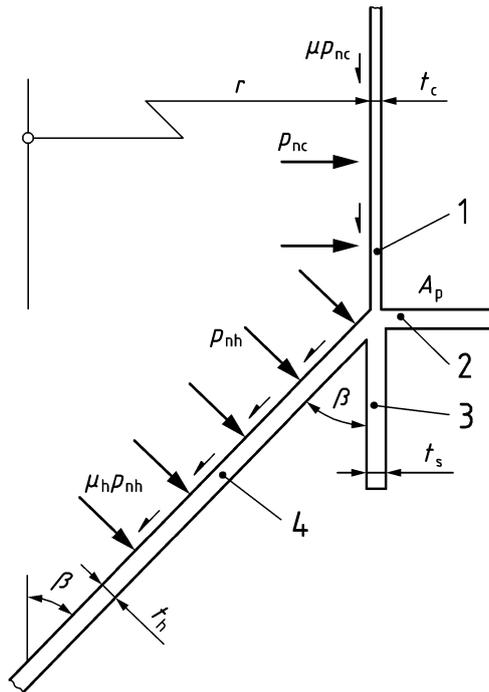
r der Radius der Silo-Zylinderwand;

t_c die Dicke des Zylinders;

t_s die Dicke der Standzarge;

t_h die Dicke des Trichters;

A_{ep} die effektive Querschnittsfläche des Plattenringes.

**Legende**

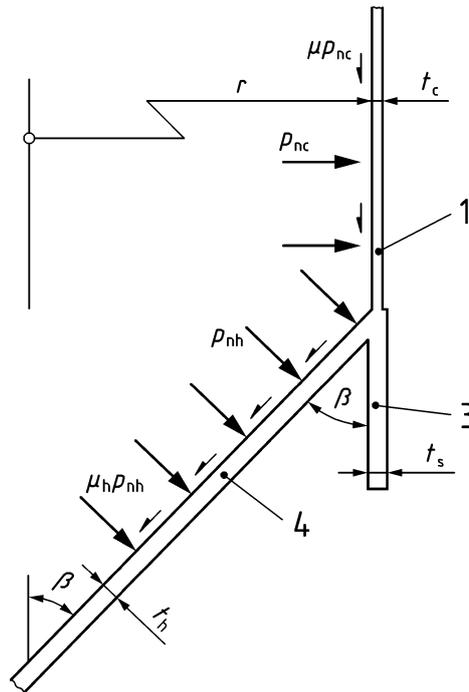
- 1 Zylinder
- 2 Ring
- 3 Standzarge
- 4 Trichter

Bild 8.4 a) — Bezeichnungen bei einer einfachen Abzweigung mit Plattenring (Kreisringplatte)

(7) Wenn an der Abzweigung nur ein Zylinder, eine Standzarge und ein Trichter zusammentreffen (siehe Bild 8.4 b)), kann die effektive Gesamtquerschnittsfläche A_{et} des (Ersatz-)Ringes wie folgt ermittelt werden:

$$A_{et} = 0,778\sqrt{r} \left\{ t_c^{3/2} + \psi \left(\frac{t_h^{3/2}}{\sqrt{\cos\beta}} + t_s^{3/2} \right) \right\} \quad (8.14 a)$$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)



Legende

- 1 Zylinder
 2 Standzarge
 3 Trichter

Bild 8.4 b) — Abzweigung ohne zusätzlichen Ring A1

(8) Wird an der Abzweigung ein Ring mit komplexerer Querschnittsgeometrie vorgesehen, so dürfen nur solche Ringplattenelemente als mittragend einbezogen werden, die die Bedingung in 8.1.5 (1) einhalten.

(9) Der Bemessungswert der in Umfangsrichtung an der Abzweigung wirksamen Druckkraft $N_{\theta,Ed}$ sollte wie folgt ermittelt werden:

$$N_{\theta,Ed} = n_{\phi h,Ed} r \sin \beta - p_{nc} r l_{ec} - p_{nh} (\cos \beta - \mu \sin \beta) r l_{eh} \quad (8.15)$$

Dabei ist (siehe Bild 8.5)

- r der Radius der Silo-Zylinderwand;
 β der halbe Kegelöffnungswinkel des Trichters (am oberen Rand);
 l_{ec} die mittragende Länge des Zylindersegmentes oberhalb der Abzweigung (siehe (4));
 l_{eh} die mittragende Länge des Kegelsegmentes (siehe (4));
 $n_{\phi h,Ed}$ der Bemessungswert der Meridianzugkraft je Umfangslängeneinheit am oberen Trichterrand;
 p_{nc} der über die mittragende Zylinderlänge gemittelte örtliche Wanddruck;
 p_{nh} der über die mittragende Kegellänge gemittelte Wanddruck;
 μ der Wandreibungskoeffizient an der Trichterwand.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Dabei ist (siehe Bild 8.5)

- r_c der Radius der Silo-Zylinderwand;
- β der halbe Kegelöffnungswinkel des Trichters (am oberen Rand);
- l_{ec} die mittragende Länge des Zylindersegmentes oberhalb der Abzweigung (siehe 8.2.2 (4));
- l_{eh} die mittragende Länge des Kegelsegmentes (siehe 8.2.2 (4));
- $n_{\phi h,Ed}$ der Bemessungswert der Meridianzugkraft je Umfangslängeneinheit am oberen Trichterrand;
- p_{nc} der über die mittragende Zylinderlänge gemittelte örtliche Wanddruck;
- p_{nh} der über die mittragende Kegellänge gemittelte Wanddruck;
- μ der Wandreibungskoeffizient an der Trichterwand.

(4) Die in Abhängigkeit von der Umfangskoordinate θ veränderlichen Bemessungswerte des Ringträger-Biegemomentes $M_{r,Ed}$ um die horizontale (radiale) Querschnittsachse (Feldmomente positiv) und des Ringträger-Torsionsmomentes $T_{\theta,Ed}$ sollten wie folgt ermittelt werden:

$$\boxed{AC} M_{r,Ed} = n_{v,Ed} (r_g - e_r) [(r_g - e_s) \theta_0 (\sin \theta + \cot \theta_0 \cos \theta) - r_g + e_r] + n_{r,Ed} e_x (r_g - e_r) \quad (8.19a) \quad \boxed{AC}$$

$$\boxed{AC} T_{\theta,Ed} = n_{v,Ed} (r_g - e_r) [(r_g - e_s) \theta_0 (\cot \theta_0 \sin \theta - \cos \theta) + r_g (\theta_0 - \theta)] \quad (8.19b) \quad \boxed{AC}$$

mit:

$$\theta_0 = \frac{\pi}{j} \quad \boxed{AC} (8.20) \quad \boxed{AC}$$

$$\boxed{AC} n_{v,Ed} = n_{xc,Ed} + n_{\phi h,Ed} \cos \beta \quad (8.21a)$$

$$n_{r,Ed} = n_{\phi h,Ed} \sin \beta \quad (8.21b) \quad \boxed{AC}$$

Dabei ist (siehe Bild 8.6)

- θ die Umfangskoordinate (im Bogenmaß), von einem Auflager aus gemessen;
- θ_0 der zur halben Ringträger-Stützweite gehörende Umfangswinkel (im Bogenmaß);
- j die Anzahl der äquidistant über den Umfang verteilten Auflagerungen;
- r_g der Radius der Ringträgerachse;
- e_r die radiale Exzentrizität zwischen Zylinder und Ringträgerachse (positiv, wenn die Ringträgerachse einen größeren Radius hat);
- e_s die radiale Exzentrizität zwischen Auflagerungen und Ringträgerachse (positiv, wenn die Ringträgerachse einen größeren Radius hat);
- e_x die vertikale Exzentrizität zwischen Abzweigungszentrum und Ringträgerachse (positiv, wenn die Ringträgerachse unter dem Abzweigungszentrum liegt);
- $\boxed{AC} n_{v,Ed} \quad \boxed{AC}$ der Bemessungswert der axialen Druckmembrankraft am unteren Zylinderrand;
- $\boxed{AC} n_{r,Ed} \quad \boxed{AC}$ der Bemessungswert der meridionalen Zugmembrankraft am oberen Trichterrand.

(5) Die Bemessungswerte der größten Biegemomente um die horizontale (radiale) Querschnittsachse über der Auflagerung $M_{rs,Ed}$ und in Feldmitte zwischen den Auflagerungen $M_{rm,Ed}$ sollten wie folgt ermittelt werden:

$$\boxed{\text{AC}} M_{rs,Ed} = n_{v,Ed} (r_g - e_r) [(r_g - e_s) \theta_0 \cot \theta_0 - r_g + e_r] + n_{r,Ed} e_x (r_g - e_r) \quad \boxed{\text{AC}} \quad (8.22)$$

$$\boxed{\text{A1}} M_{rm,Ed} = n_{v,Ed} (r_g - e_r) [(r_g - e_s) \theta_0 / \sin \theta_0 - r_g + e_r] + n_{r,Ed} e_x (r_g - e_r) \quad \boxed{\text{A1}} \quad (8.23)$$

(6) Bei offenem Ringträgerquerschnitt sollte, falls keine genauere Berechnung erfolgt, zur Torsionsübertragung nur Wölb torsion in Anspruch genommen werden. In diesem Falle sollten die Bemessungswerte der größten Flanschbiegemomente um ihre vertikale Achse in jedem Flansch über der Auflagerung $M_{fs,Ed}$ und in Feldmitte zwischen den Auflagerungen $M_{fm,Ed}$ wie folgt ermittelt werden:

$$\boxed{\text{AC}} M_{fs,Ed} = n_{v,Ed} \frac{r_g (r_g - e_r)}{h} \left[(r_g - e_s) (1 - \theta_0 \cot \theta_0) - \frac{r_g \theta_0^2}{3} \right] \quad \boxed{\text{AC}} \quad (8.24)$$

$$\boxed{\text{AC}} M_{fm,Ed} = n_{v,Ed} \frac{r_g (r_g - e_r)}{h} \left[(r_g - e_s) (1 - \theta_0 / \sin \theta_0) + \frac{r_g \theta_0^2}{6} \right] \quad \boxed{\text{AC}} \quad (8.25)$$

Dabei ist

h der vertikale Abstand zwischen den Flanschen des Ringträgers.

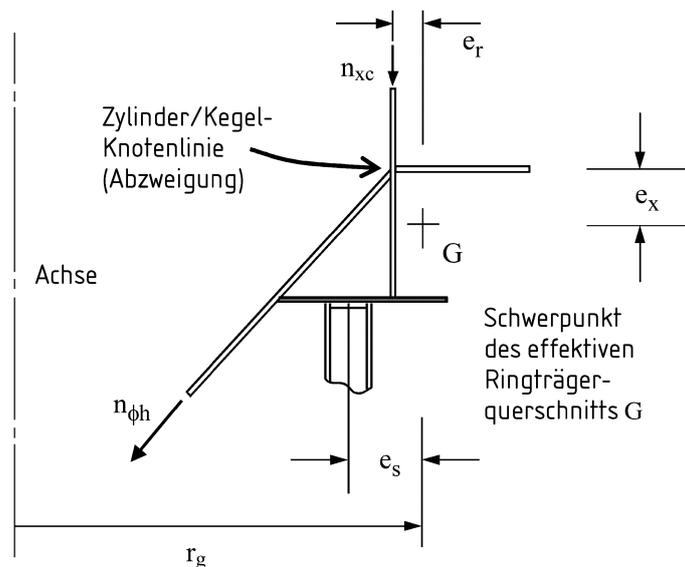


Bild 8.6 — Exzentrizitäten der Vertikallasten am Ringträger

(7) Die Umfangsmembranspannungen $\sigma_{\theta,Ed}$ in den einzelnen Flanschen des Ringträgers sollten aus der Normalkraft $N_{\theta,Ed}$, dem Biegemoment um die Radialachse $M_{r,Ed}$ und den Wölb-Flanschbiegemomenten $M_{f,Ed}$ mit Hilfe der elementaren Querschnittswerte aus den in Absätzen (3) bis (6) angegebenen Schnittgrößen ermittelt werden.

(8) Der absolute Größtwert der Umfangsmembranspannung $\sigma_{\theta,Ed}$ (Zug oder Druck) in irgendeinem Flansch des Ringträgers an irgendeiner Stelle entlang des Umfangs wird mit $\sigma_{m\theta,Ed}$ bezeichnet.

(9) Der größte Druckwert der Umfangsmembranspannung $\sigma_{\theta,Ed}$ in irgendeinem Flansch des Ringträgers an irgendeiner Stelle entlang des Umfangs wird mit $\sigma_{c\theta,Ed}$ bezeichnet.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

8.3 Tragwiderstände

8.3.1 Allgemeines

(1) Der Abzweigungsbereich sollte den Anforderungen von EN 1993-1-6 entsprechen, diesen wird jedoch Genüge getan, wenn die Bemessungswerte der Bauteilwiderstände nach den folgenden Regeln ermittelt werden.

8.3.2 Widerstand gegen plastisches Versagen

8.3.2.1 Allgemeines

(1) Der Bemessungswert des Widerstandes sollte nach den Regeln von EN 1993-1-6 ermittelt werden. Ersatzweise und auf der sicheren Seite dürfen die nachfolgenden vereinfachten Näherungen verwendet werden.

8.3.2.2 Widerstand auf der Grundlage einer elastischen Berechnung

(1) Grundlage für den Nachweis gegen plastisches Versagen sollte die Spannung an der höchstbeanspruchten Stelle im Bereich der Abzweigung sein.

(2) Der Bemessungswert des Widerstandes gegen plastisches Versagen sollte demzufolge wie folgt ermittelt werden:

$$f_{p,Rd} = f_y / \gamma_{M0} \quad (8.26)$$

8.3.2.3 Widerstand auf der Grundlage einer plastischen Berechnung

(1) Als Bemessungswert des Widerstandes gegen plastisches Versagen sollte die größte erreichbare Membranzugkraft $n_{\phi h,Rd}$ im Trichter an der Abzweigung verwendet werden.

(2) Der Bemessungswert des Widerstandes gegen plastisches Versagen $n_{\phi h,Rd}$ sollte demzufolge wie folgt ermittelt werden:

$$\boxed{\text{AC}} \quad n_{\phi h,Rd} = \frac{1}{\sin\beta} \left\{ \left(\frac{A_p + l_{oc} t_c + l_{os} t_s + l_{oh} t_h}{r} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} + p_{nc} l_{oc} + p_{nh} (\cos\beta - \mu \sin\beta) l_{oh} \right\} \quad (8.27) \quad \boxed{\text{AC}}$$

mit:

$$\alpha = \sqrt{\frac{t_c^2}{t_s^2 + t_h^2}} \quad (8.28)$$

$$\psi = 0,7 + 0,6 \alpha^2 - 0,3 \alpha^3 \quad (8.29)$$

— für den Zylinder $l_{oc} = 0,975 \sqrt{r t_c}$

— für die Standzarge $l_{os} = 0,975 \psi \sqrt{r t_s}$

— für den Trichterkegel $l_{oh} = 0,975 \psi \sqrt{\frac{r t_h}{\cos\beta}}$

Dabei ist (siehe Bild 8.5)

r	der Radius der Silo-Zylinderwand;
t_c	die Wanddicke des Zylinders;
t_s	die Wanddicke der Standzarge;
t_h	die Wanddicke des Trichters;
A_p	die Querschnittsfläche des Ringes;
β	der halbe Kegelöffnungswinkel des Trichters (am oberen Rand);
ℓ_{oc}	die plastisch mittragende Länge des Silozylinders oberhalb der Abzweigung;
ℓ_{oh}	die plastisch mittragende Länge des Trichterkegels;
ℓ_{os}	die plastisch mittragende Länge der Standzarge unterhalb der Abzweigung;
$n_{\phi h, Rd}$	der Bemessungswert des Meridianmembrankraftwiderstandes je Umfangslängeneinheit am oberen Trichterrand;
p_{nc}	der über die mittragende Zylinderlänge gemittelte örtliche Wanddruck;
p_{nh}	der über die mittragende Kegellänge gemittelte Wanddruck;
μ	der Wandreibungskoeffizient an der Trichterwand.

8.3.3 Widerstand gegen Knicken innerhalb der Ringebene

(1) Der Bemessungswert des Widerstandes sollte nach den Regeln von EN 1993-1-6 ermittelt werden. Ersatzweise und auf der sicheren Seite dürfen die nachfolgenden vereinfachten Näherungen verwendet werden.

(2) Grundlage für den Nachweis gegen Knicken innerhalb der Ringebene sollte die größte Umfangs-Druckmembranspannung im Bereich der Abzweigung sein.

(3) Der Bemessungswert des Widerstandes gegen Knicken innerhalb der Ringebene sollte demzufolge als Bemessungs-Knickspannung $\sigma_{ip, Rd}$ wie folgt ermittelt werden:

$$\sigma_{ip, Rd} = \frac{4 EI_z}{A_{et} r_g^2} \cdot \frac{1}{\gamma_{M1}} \quad (8.30)$$

Dabei ist

EI_z	die Biegesteifigkeit des Ersatzringquerschnittes (siehe Bild 8.3) um seine vertikale Achse;
A_{et}	die effektive Querschnittsfläche des Ersatzringes nach 8.2.2;
r_g	der Radius der Schwerachse des Ersatzringquerschnittes.

(4) Die vorstehende Berechnung eines Knickwiderstandes und der zugehörige Tragsicherheitsnachweis in 8.4 dürfen entfallen, wenn der halbe Kegelöffnungswinkel β größer ist als β_{im} .

ANMERKUNG Der Wert von β_{im} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\beta_{im} = 20^\circ$ empfohlen.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

8.3.4 Widerstand gegen Knicken aus der Ringebene heraus und gegen örtliches Beulen

8.3.4.1 Allgemeines

(1) Der Bemessungswert des Widerstandes sollte nach den Regeln von EN 1993-1-6 ermittelt werden. Ersatzweise und auf der sicheren Seite dürfen die nachfolgenden vereinfachten Näherungen verwendet werden.

8.3.4.2 Örtliches Beulen der Schale in der Nähe des Abzweigungsbereiches

(1) Bei Abzweigungsbereichen ohne Ring an der Abzweigung (einfache Kegel/Zylinder-Knotenlinie) oder bei ringversteiften Abzweigungen sollte als Bemessungswert des Beulwiderstandes der an den Abzweigungsbereich angrenzenden Wand die Bemessungs-Beulspannung $\sigma_{op,Rd}$ verwendet werden:

$$\sigma_{op,Rd} = \frac{1}{\gamma_{M1}} \cdot 4,1 (\cos\beta)^{0,4} \cdot \left(\frac{t}{r_s}\right)^{1,5} \cdot \left(\frac{E t r_g}{A_{et}}\right) \quad (8.31)$$

mit:

$r_s = r$ für die zylindrische Wand;

$r_s = \frac{r}{\cos\beta}$ für die konische Trichterwand.

Dabei ist

r der Radius der Silo-Zylinderwand;

β der halbe Kegelöffnungswinkel des Trichters (am oberen Rand);

t die Wanddicke des betreffenden Schalensegments;

A_{et} die effektive Querschnittsfläche des Ersatzringes nach 8.2.2;

r_g der Radius der Schwerachse des Ersatzringquerschnittes.

8.3.4.3 Abzweigung mit Plattenring

(1) Für Abzweigungen mit Plattenring sollte als Bemessungswert des Widerstandes gegen Knicken aus der Ringebene heraus die Bemessungs-Knickspannung $\sigma_{op,Rd}$ verwendet werden:

$$\sigma_{op,Rd} = kE \left(\frac{t_p}{b}\right)^2 \cdot \frac{1}{\gamma_{M1}} \quad (8.32)$$

mit:

$$k = \frac{\eta_c k_c + \eta_s k_s}{\eta_c + \eta_s} \quad (8.33)$$

$$k_s = 0,385 + 0,452 \sqrt{\frac{b}{r}} \quad (8.34)$$

$$k_c = 1,154 + 0,56 \frac{b}{r} \quad (8.35)$$

$$\eta_s = 0,43 + 0,1 \left(\frac{r}{20b}\right)^2 \quad (8.36)$$

$$\eta_c = 0,5 \left\{ \left(\frac{t_c}{t_p} \right)^{5/2} + \left(\frac{t_s}{t_p} \right)^{5/2} + \left(\frac{t_h}{t_p} \right)^{5/2} \right\} \quad (8.37)$$

Dabei ist

r der Radius der Silo-Zylinderwand;

t_c die Wanddicke des Zylinders;

t_s die Wanddicke der Standzarge;

t_h die Wanddicke des Trichters;

t_p die Dicke des Plattenringes;

b die Breite des Plattenringes;

k_c der Plattenbeulkoeffizient für einen Ring mit eingespanntem Innenrand;

k_s der Plattenbeulkoeffizient für einen Ring mit gelenkig gelagertem Innenrand;

γ_{M1} der Teilsicherheitsbeiwert nach 2.9.2.

8.3.4.4 Abzweigung mit T-Ring

(1) Die folgenden Regeln gelten für einen Ring an der Abzweigung, der aus einer Kreisringplatte der Breite b_p mit einem symmetrisch angeordneten Versteifungsflansch der Höhe b_f an ihrem Außenrand besteht, so dass ein T-Querschnitt mit Basis im Verzweigungszentrum entsteht.

(2) Grundlage für den Nachweis gegen Knicken eines T-Ringes aus der Ringebene heraus sollte die größte Umfangsmembrandruckspannung am Innenrand der zentralen Kreisringplatte des Ringes sein. Der Bemessungswert des Widerstandes sollte demzufolge als Bemessungs-Knickspannung $\sigma_{op,Rd}$ wie folgt ermittelt werden:

$$\sigma_{op,Rd} = \frac{\eta_s \sigma_s + \eta_c \sigma_c}{\eta_s + \eta_c} \cdot \frac{1}{\gamma_{M1}} \quad (8.38)$$

mit:

$$\eta_s = 0,385 + \left(\frac{r}{175 b_p} \right)^2 \quad (8.39)$$

$$\eta_c = 0,5 \left\{ \left(\frac{t_c}{t_p} \right)^{5/2} + \left(\frac{t_s}{t_p} \right)^{5/2} + \left(\frac{t_h}{t_p} \right)^{5/2} \right\} \quad (8.40)$$

$$\sigma_s = \frac{E I_r}{A r_o^2} \left(0,2 \frac{b_p}{r} + \frac{G I_t}{E I_r} + 2 \sqrt{\frac{G I_t b_p}{E I_r r}} \right) \quad (8.41)$$

$$\sigma_c = E \left(\frac{t_p}{b_p} \right)^{1,1} \cdot \frac{(1 + 5\rho)(1 + 32\rho - 16\rho^2)}{64 \left(1 + 5 \frac{b_f t_f}{b_p t_p} \right)} \quad (8.42) \quad \text{AC}$$

$$r_o^2 = \frac{I_r + I_z + A x_c^2}{A} \quad (8.43)$$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

$$\rho = \frac{b_f}{b_p} \left(\frac{t_f}{t_p} \right)^{1/3} \quad (8.44)$$

Dabei ist

- r der Radius der Silo-Zylinderwand;
- t_c die Wanddicke des Zylinders;
- t_s die Wanddicke der Standzarge;
- t_h die Wanddicke des Trichters;
- t_p die Dicke der Kreisringplatte;
- t_f die Dicke des vertikalen Außenflansches des T-Querschnitts;
- b_p die Breite der Kreisringplatte;
- b_f die Höhe (Flanschbreite) des vertikalen Außenflansches des T-Querschnitts;
- A die Querschnittsfläche des T-Ringes;
- x_c der Schwerpunktabstand des T-Querschnittes von seinem Innenrand;
- I_r das Flächenmoment 2. Grades (Trägheitsmoment) des T-Querschnitts um seine radiale Achse;
- I_z das Flächenmoment 2. Grades (Trägheitsmoment) des T-Querschnitts um seine vertikale Achse;
- I_t das St.Venantsche Torsionsträgheitsmoment des T-Querschnitts;
- γ_{M1} der Teilsicherheitsbeiwert nach 2.9.2.

8.4 Tragsicherheitsnachweise

8.4.1 Gleichmäßig unterstützte Abzweigungsbereiche

(1) Wenn für den Silo eine computergestützte Schalenberechnung durchgeführt wurde, sollten die Nachweise nach EN 1993-1-6 geführt werden. Falls die Computerberechnung keine Beulanalyse einschließt, dürfen die Beulwiderstände nach 8.3 für die nach EN 1993-1-6 geforderten Nachweise verwendet werden.

(2) Bei Silos, die über eine Standzarge gleichmäßig auf einem Fundament aufgelagert sind (siehe 5.4.2) und für die die Berechnungen nach 8.2 durchgeführt wurden, darf angenommen werden, dass die Abzweigung nur durch die in 8.2.2 (10) ermittelte konstante Umfangsmembranspannung $\sigma_{u,\theta Ed}$ beansprucht wird. Die Tragsicherheitsnachweise sollten dann wie nachfolgend beschrieben geführt werden.

(3) Wird der Nachweis gegen plastisches Versagen des Abzweigungsbereiches auf der Grundlage einer elastischen Berechnung geführt, so sollte er wie folgt geführt werden:

$$\sigma_{u,\theta Ed} \leq f_{p,Rd} \quad (8.45)$$

Dabei ist

- $\sigma_{u,\theta Ed}$ der Bemessungswert der Umfangsdruckspannung nach 8.2.2 (10);
- $f_{p,Rd}$ der Bemessungswert des Widerstandes gegen plastisches Versagen nach 8.3.2.2.

(4) Wird der Nachweis gegen plastisches Versagen des Abzweigungsbereiches auf der Grundlage einer plastischen Berechnung geführt, so sollte er wie folgt geführt werden:

$$n_{\phi h,Ed} \leq n_{\phi h,Rd} \quad (8.46)$$

Dabei ist

- $n_{\phi h,Ed}$ der Bemessungswert der Meridian-Zugmembrankraft am oberen Trichterrand;
- $n_{\phi h,Rd}$ der Bemessungswert des Widerstandes gegen plastisches Versagen nach 8.3.2.3.

(5) Der Nachweis gegen Knicken des Abzweigungsbereiches innerhalb der Ringebeine sollte wie folgt geführt werden:

$$\sigma_{u\theta,Ed} \leq \sigma_{ip,Rd} \quad (8.47)$$

Dabei ist

- $\sigma_{u\theta,Ed}$ der Bemessungswert der Umfangsdruck-Spannung nach 8.2.2 (10);
- $\sigma_{ip,Rd}$ der Bemessungswert des Widerstandes gegen Knicken innerhalb der Ringebeine nach 8.3.3.

(6) Der Nachweis gegen Knicken innerhalb der Ringebeine darf entfallen, wenn die folgenden beiden Bedingungen erfüllt sind:

- der halbe Kegelöffnungswinkel β ist größer als β_{lim} , und über dem Ring befindet sich ein Zylinder;
- Unrundheits-Verformungen des oberen Zylinderrandes werden, falls die Höhe L des Zylinders geringer als $L_{min} = k_L \sqrt{rt}$ ist, durch einen Ring behindert, dessen Biegesteifigkeit EI_z um seine vertikale Achse (Biegung in Umfangsrichtung) größer ist als:

$$EI_{z,min} = k_R E (rt)^2 \sqrt{(t/r)} \quad (8.48)$$

Dabei ist

- t die Dicke des dünnsten Schusses im Zylinder.

ANMERKUNG 1 Die Werte von β_{lim} , k_L und k_R dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden Werte von $\beta_{lim} = 10^\circ$; $k_L = 10$ und $k_R = 0,04$ empfohlen.

ANMERKUNG 2 Die Anforderung, dass der obere Zylinderrand gehalten sein sollte, um seine Rundheit sicherzustellen, gilt nur für kurze Zylinder über der Abzweigung, da höhere Zylinder, auch ohne am oberen Rand gehalten zu sein, ausreichend widerstandsfähig gegen diese Art des Ringknickens sind.

(7) Der Nachweis gegen Knicken des Abzweigungsbereiches aus der Ringebeine heraus sollte wie folgt geführt werden:

$$\sigma_{u\theta,Ed} \leq \sigma_{op,Rd} \quad (8.49)$$

Dabei ist:

- $\sigma_{u\theta,Ed}$ der Bemessungswert der Umfangsdruckspannung nach 8.2.2 (10);
- $\sigma_{op,Rd}$ der entsprechende Bemessungswert des Widerstandes gegen Knicken aus der Ringebeine heraus nach 8.3.4.

8.4.2 Ringträger an der Abzweigung

(1) Wenn für den Silo eine computergestützte Schalenberechnung durchgeführt wurde, sollten die Nachweise nach EN 1993-1-6 geführt werden. Falls die Schalenberechnung keine Beulanalyse einschließt, dürfen

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

die Beulwiderstände nach 8.3 für die in EN 1993-1-6 geforderten Tragsicherheitsnachweise verwendet werden.

(2) Bei Silos, die diskret aufgelagert sind, so dass der Abzweigungsbereich als Ringträger wirkt, sollten dessen sowohl über den Querschnitt als auch über den Umfang veränderliche Umfangsmembranspannungen bei den Tragsicherheitsnachweisen berücksichtigt werden. Falls die Berechnungen nach 8.2 durchgeführt wurden, sollten die Tragsicherheitsnachweise wie nachfolgend beschrieben geführt werden.

(3) Der Nachweis gegen plastisches Versagen des Abzweigungsbereiches sollte unter Verwendung der nach 8.2.3 (8) ermittelten Spannung $\sigma_{m\theta,Ed}$ wie folgt geführt werden:

$$\sigma_{m\theta,Ed} \leq f_{p,Rd} \quad (8.50)$$

Dabei ist

$\sigma_{m\theta,Ed}$ der Bemessungswert der absolut größten Umfangsspannung nach 8.2.3 (8);

$f_{p,Rd}$ der Bemessungswert des Widerstandes gegen plastisches Versagen nach 8.3.2.2.

(4) Der Nachweis gegen Knicken des Abzweigungsbereiches innerhalb der Ringebene sollte unter Verwendung der nach 8.2.3 (9) ermittelten Spannung $\sigma_{c\theta,Ed}$ wie folgt geführt werden:

$$\sigma_{c\theta,Ed} \leq \sigma_{ip,Rd} \quad (8.51)$$

Dabei ist

$\sigma_{c\theta,Ed}$ der Bemessungswert der größten Umfangsdruckspannung nach 8.2.3 (9);

$\sigma_{ip,Rd}$ der Bemessungswert des Widerstandes gegen Knicken innerhalb der Ringebene nach 8.3.3.

(5) Der Nachweis gegen Knicken innerhalb der Ringebene darf entfallen, wenn die folgenden beiden Bedingungen erfüllt werden:

— der halbe Kegelöffnungswinkel β ist größer als β_{lim} , und über dem Ring befindet sich ein Zylinder;

— Unrundheits-Verformungen des oberen Zylinderrandes werden, falls die Höhe L des Zylinders geringer als $L_{min} = k_L \sqrt{rt}$ ist, durch einen Ring behindert, dessen Biegesteifigkeit EI_z um seine vertikale Achse (Biegung in Umfangsrichtung) größer ist als:

$$EI_{z,min} = k_R E (rt)^2 \sqrt{(t/r)} \quad (8.52)$$

Dabei ist

t die Dicke des dünnsten Schusses im Zylinder;

L die Höhe der Schalenwand oberhalb des Ringes.

ANMERKUNG 1 Die Werte von β_{lim} , k_L und k_R dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden Werte von $\beta_{lim} = 10^\circ$; $k_L = 10$ und $k_R = 0,04$ empfohlen.

ANMERKUNG 2 Die Anforderung, dass der obere Zylinderrand gehalten sein sollte, um seine Rundheit sicherzustellen, gilt nur für kurze Zylinder über dem Ring, da höhere Zylinder, auch ohne am oberen Rand gehalten zu werden, ausreichend widerstandsfähig gegen diese Art des Ringknickens sind.

(6) Der Nachweis gegen Knicken des Abzweigungsbereiches aus der Ringebene heraus sollte unter Verwendung der nach 8.2.3 (9) ermittelten Spannung $\sigma_{c\theta,Ed}$ wie folgt geführt werden:

$$\sigma_{c\theta,Ed} \leq \sigma_{op,Rd} \quad (8.53)$$

Dabei ist

$\sigma_{c\theta,Ed}$ der Bemessungswert der größten Umfangsdruckspannung nach 8.2.3 (9);

$\sigma_{op,Rd}$ der Bemessungswert des Widerstandes gegen Knicken aus der Ringebene heraus nach 8.3.4.

8.5 Angaben zur Auflageranordnung am Abzweigungsbereich

8.5.1 Zargengelagerte Abzweigungsbereiche

(1) Bei Silos, die über eine Standzarge gleichmäßig auf einem Fundament aufgelagert sind (siehe 5.4.2), darf angenommen werden, dass der Abzweigungsbereich nur durch Umfangsmembranspannungen beansprucht wird.

(2) Für die Standzarge sollte ein Beulsicherheitsnachweis für Axialdruckbeulen geführt werden, in dem gegebenenfalls Öffnungen in der Zarge zu berücksichtigen sind.

8.5.2 Stützelgelagerte Abzweigungsbereiche und Ringträger

(1) Bei Silos, die auf einem Ringträger aufgelagert sind, der diskrete Stützenkräfte in die Schale einleiten soll, sollten Abzweigung und Ringträger die in 8.2.3 und 8.4.2 angegebenen Bedingungen erfüllen.

(2) Falls der Ringträger aus einer oberen und einer unteren Hälfte zusammengeschaubt wird, von denen jede mit einem anderen Schalensegment verbunden ist, sollten die Schrauben für den vollen Bemessungswert der von der oberen Ringhälfte zu tragenden Kraft in Umfangsrichtung dimensioniert werden, wobei auch die Biegebeanspruchung des Ringes zu beachten ist.

8.5.3 Basisring

(1) Kontinuierlich bodengelagerte Silos sollten mit einem Basisring versehen und verankert werden.

A1 (2) Der Abstand der Ankerschrauben oder sonstiger Verankerungspunkte in Umfangsrichtung sollte nicht größer sein als $\frac{1}{2}(L^2 r t)^{0,25}$; dabei ist t die örtliche Wanddicke der an die Basis angrenzenden Schale und L ist der kleinere Wert entweder der Höhe der ersten Ringsteife über der Basis oder der Gesamthöhe der Silowand bis zur Traufkante. **A1**

(3) Der Basisring sollte eine Biegesteifigkeit EI_z um seine vertikale Achse (Umfangsbiegung) von mindestens

$$EI_{z,\min} = k E r t^3 \quad (8.54)$$

haben, wobei t als die Wanddicke des Schusses am Basisring anzusetzen ist.

ANMERKUNG Der Wert von k darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k = 0,10$ empfohlen.

9 Bemessung von rechteckigen und ebenwandigen Silos

9.1 Grundlagen

(1) Ein rechteckiger Silo sollte entweder als versteiftes Kastentragwerk bemessen werden, in dem die Lasten vorwiegend über Biegung abgetragen werden, oder als dünnwandiges Membrantragwerk, in dem die Lasten nach großen Verformungen vorwiegend über Membrankräfte abgetragen werden.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(2) Wenn der Kasten auf Biegung bemessen wird, sollten die Stöße so ausgebildet werden, dass die bei der Berechnung angenommene Kontinuität bei der Bauausführung tatsächlich erreicht wird.

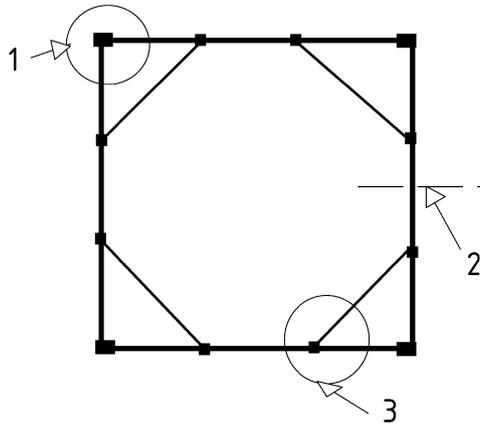
9.2 Klassifizierung der Tragwerksformen

9.2.1 Unversteifte Silos

- (1) Ein Tragwerk, das aus ebenen Stahlblechen ohne Steifen besteht, wird ‚unverteifter Kasten‘ genannt.
- (2) Ein Tragwerk, das Steifen nur entlang der Verbindungslinien von Blechen enthält, die nicht in der gleichen Ebene liegen, wird ebenfalls ‚unverteifter Kasten‘ genannt.

9.2.2 Versteifte Silos

- (1) Ein Tragwerk, das aus ebenen Stahlblechen mit Steifen innerhalb der ebenen Blechflächen besteht, wird ‚verteifter Kasten‘ genannt. Die Steifen können horizontal (in Umfangsrichtung) oder vertikal oder orthogonal (in beiden Richtungen) verlaufen.



Legende

- 1 Detail 1
 2 Vertikalschnitt
 3 Detail 2

Bild 9.1 — Grundriss eines rechteckigen Kastensilos mit Zugankern

9.2.3 Silos mit Zugankern

- (1) Silos mit Zugankern können einen quadratischen oder allgemein rechteckigen Grundriss haben.

ANMERKUNG Einige typische konstruktive Details eines dreifeldrigen quadratischen Einzellensilos sind  in den Bildern 9.1 und 9.2 dargestellt. 

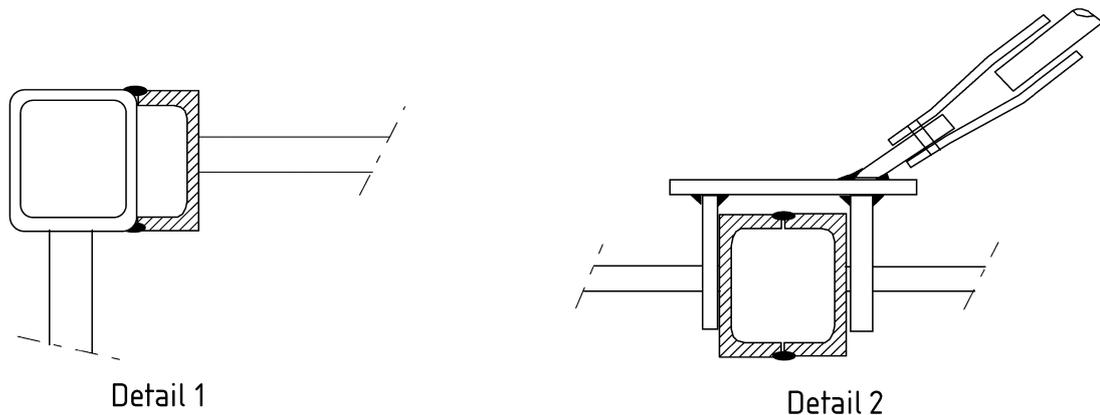


Bild 9.2 — Typische Anschlussdetails eines Kastensilos mit Zugankern

9.3 Tragwiderstände von unverteiften vertikalen Wänden

(1) Der Tragwiderstand von vertikalen Wänden sollte nach EN 1993-1-7 ermittelt werden. Dem wird Genüge getan, wenn die Nachweise nach den Regeln in 9.4 geführt werden.

(2) Der Tragwiderstand von vertikalen Wänden sollte unter Berücksichtigung sowohl des Membran- als auch des Plattenbiegungstragverhaltens ermittelt werden.

(3) Die von der unverteiften Platte aufzunehmenden Beanspruchungen lassen sich in folgende Kategorien einteilen:

- Gesamtbiegung als zweiachsig gespannte Platte aus Schüttgutbelastung;
- Membranbeanspruchung aus Querscheibenfunktion;
- örtliche Biegung aus Schüttgut und/oder Ausrüstung.

9.4 Tragwiderstand von Silowänden aus versteiften und profilierten Platten

9.4.1 Allgemeines

A1 (1) Der Tragwiderstand unverteifter Teile von vertikalen Wänden sollte nach den in 9.3 angegebenen Regeln ermittelt werden. Dabei sollte sowohl das Membran- als auch das Plattenbiegungstragverhalten berücksichtigt werden. **A1**

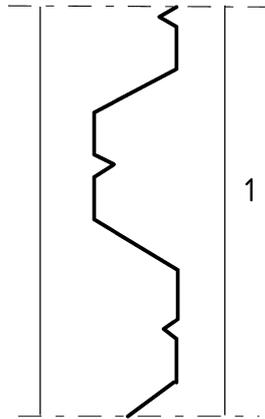
(2) Horizontal profilierte Platten **AC** sollten für Folgendes nachgewiesen werden (siehe Bild 9.3) **AC**:

- Gesamtbiegung aus Schüttgutbelastung;
- Membranspannungen aus Querscheibenfunktion;
- örtliche Biegung aus Schüttgut und/oder Ausrüstung.

(3) Die effektiven Biegesteifigkeiten und Biegekräfte der versteiften Platten sollten nach den Regeln für Trapezbleche mit Zwischensteifen in EN 1993-1-3 ermittelt werden.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

- (4) Die Steifen sollten nach den in EN 1993-1-1 und EN 1993-1-3 angegebenen Regeln für Stäbe bemessen werden, wobei der Zusammenhang der Steifen mit den Wandelementen, die Auswirkungen der Exzentrizität der Wandbleche gegenüber den Steifenachsen und der Durchlaufwirkung der Wandelemente sowie der Horizontal- und Vertikalsteifen zu berücksichtigen sind. Darüber hinaus sollten bei der Bauteilbemessung der Steifen Spannungen rechtwinklig zur Steifenachse an den Stellen berücksichtigt werden, an denen die Steifen statisch durchlaufende Wandelemente kreuzen.
- (5) Die Lasteinleitung aus vertikalen Steifen in untere Randbauteile sollte der Tragfähigkeit des betreffenden Bauteils und des vorhandenen Fundaments entsprechend bemessen werden.
- (6) Die Schubsteifigkeit und der Schubwiderstand sollten aus Versuchen oder geeigneten theoretischen Beziehungen hergeleitet werden.
- (7) Falls keine genaueren Angaben vorliegen, darf der Schubbeulwiderstand nach 5.3.4.6 unter Annahme eines unendlich großen Schalenradius ermittelt werden.
- (8) Bei Versuchen darf die Schubsteifigkeit aus der Lastverformungsbeziehung als Sekantenmodul bei $2/3$ der erreichten Schubtraglast entnommen werden, siehe Bild 9.4.



1 Vertikalschnitt

Bild 9.3 — Typischer Schnitt durch die profilierte Wand eines rechteckigen Silos

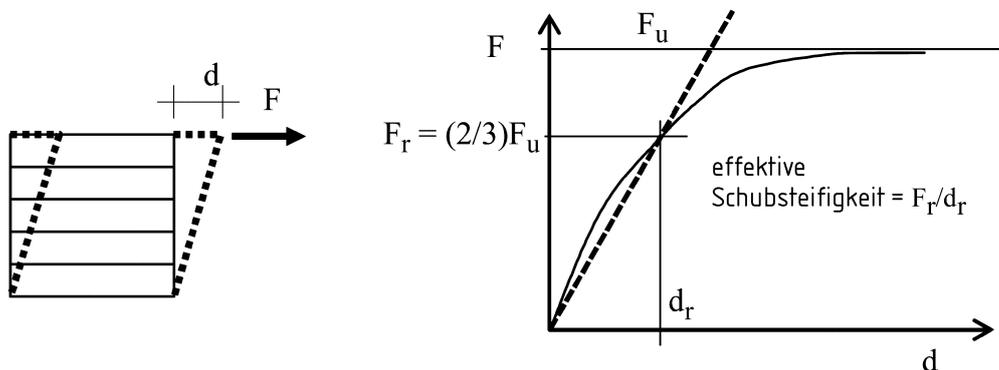


Bild 9.4 — Schubverhalten einer profilierten Wand

9.4.2 Gesamtbiegung aus direkter Einwirkung des Schüttgutes

- A1** (1) Biegespannungen, die sich in profilierten oder trapezförmigen Blechwänden ausbilden, sollten unter Berücksichtigung der horizontalen Biegung um eine vertikale Achse, die durch den auf die Wand ein-

wirkenden Horizontaldruck verursacht wird, sowie der vertikalen Biegung um eine horizontale Achse, wenn eine Axialkraft durch das profilierte oder trapezförmige Blech übertragen wird, in Betracht gezogen werden.

(2) Bei der horizontalen Biegung sollte die Biegeachse als vertikal betrachtet werden; dabei wird die Einwirkung des Reibungswiderstandes an der Wand durch das gelagerte Schüttgut vernachlässigt (Bild 9.5).

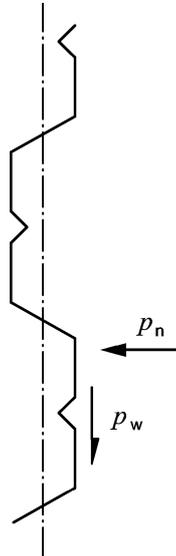
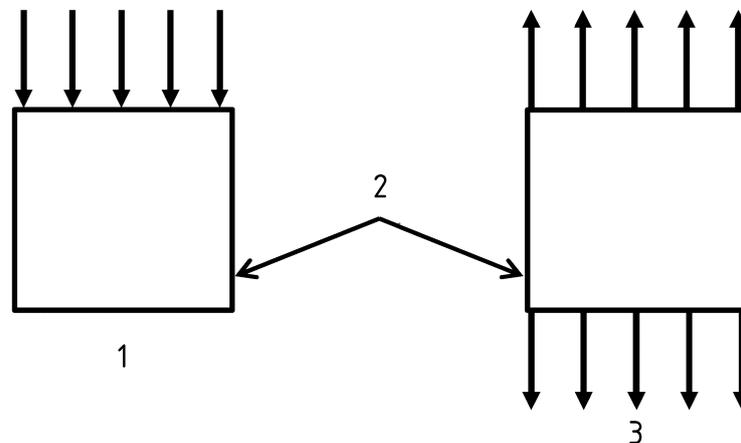


Bild 9.5 — Biegebeanspruchung bei kombinierter Einwirkung von Horizontaldruck und Wandreibung (Vertikalschnitt) $\langle A_1 \rangle$



Legende

- 1 Windlast
- 2 Querscheibenwirkung in diesen Wänden
- 3 Schüttgutdruck

Bild 9.6 — Membranbeanspruchung in Wänden aus Schüttgutdruck oder Windlast

9.4.3 Membranbeanspruchung aus Querscheibenfunktion

(1) Die Membranbeanspruchungen resultieren aus Schüttgutdruck und/oder Windlast auf die jeweils rechtwinklig benachbarten Wände, siehe Bild 9.6.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

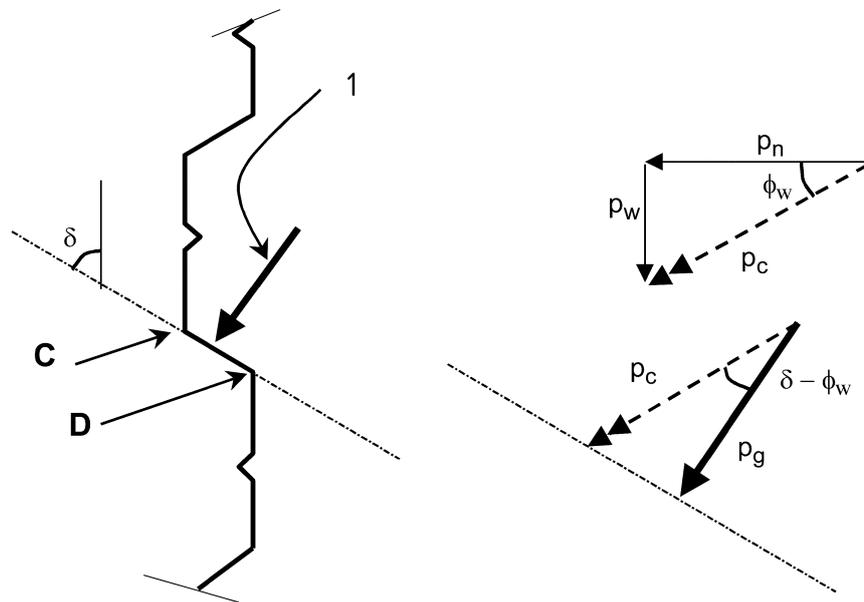
(2) Als einfache Näherung darf angenommen werden, dass der Schüttgutdruck nur durch Normalspannungen aufgenommen wird (d. h., die Wandreibung wird vernachlässigt).

(3) Normal- und Schubspannungen aus Windlast dürfen entweder durch "Handberechnungen" oder mit Hilfe einer FE-Berechnung ermittelt werden.

9.4.4 Örtliche Biegung aus Schüttgut und/oder Ausrüstung

(1) Die Möglichkeit schädlicher lokaler Biegeeffekte in tragenden Einzelteilen, die durch den Schüttgutdruck verursacht werden, sollte beachtet werden.

ANMERKUNG Bei der in Bild 9.7 dargestellten Situation kann der Nachweis des Plattenelementes CD bemessungsbestimmend sein.



1 Kombiniertes Druck p_g rechtwinklig zur Ebene C-D

Bild 9.7 — Mögliche lokale Biegeeffekte

9.5 Silos mit innen liegenden Zugankern

9.5.1 Durch Schüttgutdruck verursachte Kräfte in innen liegenden Zugankern

(1) Die vom Schüttgut auf den Zuganker ausgeübte Belastung sollte ermittelt werden.

A1 (2) Falls keine genaueren Berechnungen angestellt werden, darf die auf den Zuganker ausgeübte Streckenlast (Schüttgutdruck) q_t je Längeneinheit des Zugankers näherungsweise wie folgt ermittelt werden:

$$q_t = C_t p_v b \quad (9.1)$$

mit:

$$C_t = \frac{C_s \beta}{k_L \sqrt{b/b_0}} \quad (9.2)$$

Dabei ist

p_v der vertikale Schüttgutdruck in Höhe des Zugankers;

b die größte horizontale Breite des Zugankers;

b_0 die Referenzlänge von 1 m, angegeben in der Einheit, die für b angewendet wird;

C_t der Lastvergrößerungsfaktor;

C_s der Formfaktor für den Ankerquerschnitt;

k_L der Lastfallfaktor;

β der von der Position des Zugankers innerhalb der Silozelle abhängige Lagefaktor (siehe Bilder 9.8 und 9.9).

ANMERKUNG Der empirische Ausdruck (9.2) wäre ohne die Dimension b_0 dimensional nicht beständig. Beispielsweise, wenn b in Inch angegeben ist, $b_0 = 39,37 \cdot \sqrt{A_1}$

(3) Der Formfaktor C_s sollte wie folgt angesetzt werden:

— für glatte Kreisquerschnitte: $C_s = C_{sc}$

— für raue Kreisquerschnitte oder quadratische Querschnitte: $C_s = C_{ss}$

ANMERKUNG Die Werte von C_{sc} und C_{ss} dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden Werte von $C_{sc} = 1,0$ und $C_{ss} = 1,2$ empfohlen.

(4) Der Lastfallfaktor k_L sollte wie folgt angesetzt werden:

— für den Füllvorgang: $k_L = k_{Lf}$

— für den Entleervorgang: $k_L = k_{Le}$

ANMERKUNG Der Wert von k_L darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden Werte von $k_{Lf} = 4,0$ und $k_{Le} = 2,0$ empfohlen.

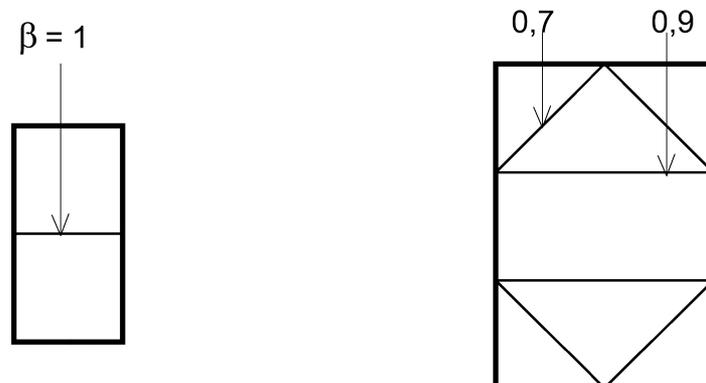


Bild 9.8 — Lagefaktor β für innen liegende Zuganker

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

9.5.2 Modellierung der Zuganker

(1) Je nach Steifigkeiten sind zwei Arten von Zugankern zu unterscheiden. Ein Anker sollte als Seil behandelt werden, wenn seine Biegesteifigkeit vernachlässigbar klein ist. Hat er neben seiner Axialsteifigkeit auch eine signifikante Biegesteifigkeit, so sollte er als Stab behandelt werden. Die Berechnung sollte auf diese Klassifizierung Rücksicht nehmen.

(2) Ist der Zuganker ein Stab, so sollten zusätzlich zur axialen Zugkraft die Biegemomente berücksichtigt werden.

(3) Die Zugkraft N (und bei Stäben: die Biegemomente M) im Zuganker sollte (sollten) unter Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität berechnet werden. Dabei sollten auch die tatsächlichen Randbedingungen und die Steifigkeit der Silowand berücksichtigt werden (siehe Bild 9.10).

(4) Für die Bemessung sind die Werte N und M am Anschluss des Zugankers an die Wand maßgebend.

(5) Der Anfangsdurchhang der Anker sollte $\overline{\Delta C}$ zwischen dem Kunden, dem Tragwerksplaner und dem Hersteller vereinbart werden $\overline{\Delta C}$ vereinbart werden. Für Seile (Biegesteifigkeit vernachlässigbar) sollte der Anfangsdurchhang nicht größer als $k_s L$ sein, wobei L die Länge des Ankers ist.

ANMERKUNG 1 Der Wert von k_s darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_s = 0,01$ empfohlen.

ANMERKUNG 2 Bisher wurde der Anfangsdurchhang oft zu $0,02 L$ angenommen. Der hier empfohlene kleinere Wert wird benötigt, um bei Betrieb einen näherungsweise linearen Zusammenhang zwischen Drücken und eingetragenen Zugkräften zu erhalten.

(6) Die Ankeranschlüsse sollten sowohl für die vertikale als auch die horizontale Komponente der Ankerzugkraft ausgebildet werden.

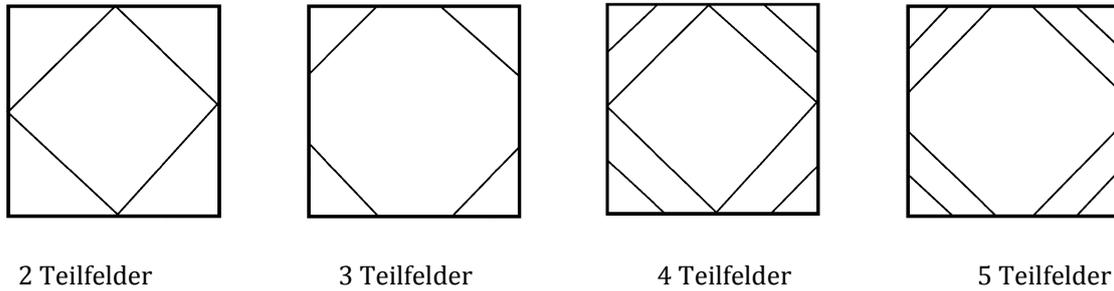
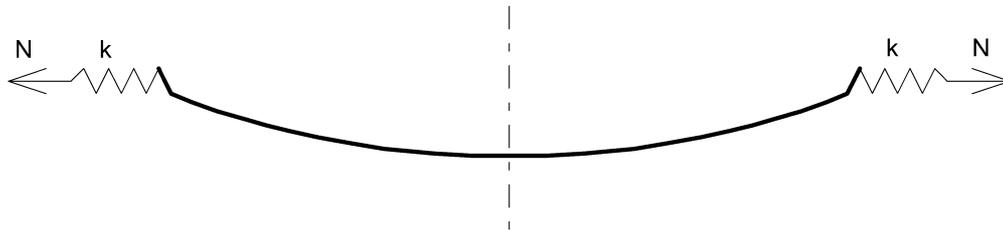
Bild 9.9 — Zuganker über Eck: $\beta = 0,7$ 

Bild 9.10 — Aufbau der Zugkraft in einem Zuganker

9.5.3 Lastfälle für Zugankeranschlüsse

(1) Bei der Berechnung der Zuganker sind zu berücksichtigen:

- Einwirkungen aus dem Schüttgut;
- Zwängungskräfte, die infolge der Wandverformungen aus anderen Lastfällen in die Zuganker eingetragen werden.

(2) Die folgenden beiden Lastfälle sollten bei der Ermittlung der Anschlusskräfte und -momente eines Zugankers beachtet werden:

- a) Lastfall 1: Streckenlast q_t und Zugkraft N , wie nach 9.5.1 und 9.5.2 berechnet;
- b) Lastfall 2: Erhöhter Streckenlastwert $1,2 q_t$ und reduzierter Zugkraftwert $0,7 N$, wobei q_t und N die Werte nach 9.5.1 und 9.5.2 sind.

9.6 Tragsicherheit von pyramidischen Trichtern

(1) Pyramidische Trichter (Bild 9.12) sollten als Kastentragwerke nach den Regeln von EN 1993-1-7 behandelt werden. Diese gelten als erfüllt, wenn die Anforderungen an Wände nach 9.3 und 9.4 erfüllt und die nachstehenden Näherungsverfahren angewendet werden.

(2) Die Biegemomente und Membrankräfte dürfen mit Hilfe numerischer Verfahren nach EN 1993-1-6 und EN 1993-1-7 ermittelt werden. Die Biegemomente in den trapezförmigen Wandplatten des Trichters dürfen alternativ mit Hilfe der nachstehenden Näherungsbeziehungen ermittelt werden.

(3) Die Trichterplatte ABCD wird durch ein gleichseitiges Dreieck ABE mit dem Flächeninhalt A und dieses durch einen flächengleichen Kreis mit folgendem Ersatzradius ersetzt:

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

$$r_{\text{eq}} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 0,37 a \quad (9.3)$$

Dabei ist

a die horizontale Länge des oberen Randes der Platte, siehe Bild 9.11.

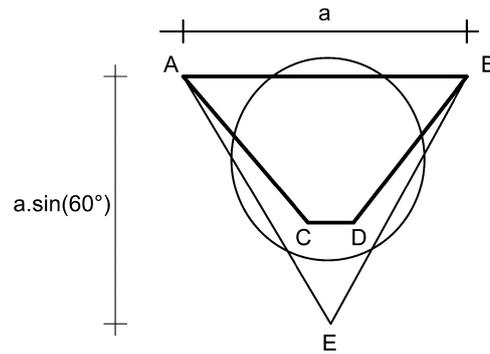


Bild 9.11 — Vereinfachtes Modell für die Biegebeanspruchung einer trapezförmigen Platte

(4) Das Referenz-Biegemoment M_0 sollte dann wie folgt ermittelt werden:

$$M_0 = \frac{3}{16} p_n r_{\text{eq}}^2 = 0,026 p_n a^2 \quad (9.4)$$

Dabei ist

p_n der mittlere Flächendruck auf der trapezförmigen Platte.

(5) Bei gelenkig gelagerten Plattenrändern kann der Bemessungswert des Biegemomentes in der trapezförmigen Platte wie folgt angesetzt werden:

$$M_{s,\text{Ed}} = M_0 \quad (9.5)$$

(6) Bei eingespannt gelagerten Plattenrändern können das Biegemoment in Plattenmitte $M_{s,\text{Ed}}$ und das Biegemoment am Plattenrand $M_{e,\text{Ed}}$ wie folgt angesetzt werden:

$$M_{s,\text{Ed}} = 0,80 M_0 \quad (9.6)$$

$$M_{e,\text{Ed}} = 0,53 M_0 \quad (9.7)$$

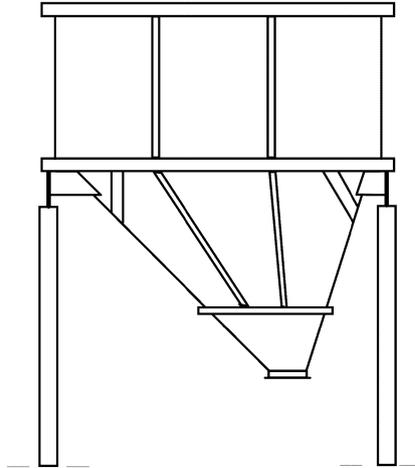


Bild 9.12 — Unsymmetrischer Trichter mit geneigten Rippen

9.7 Vertikale Steifen an Kastenwänden

(1) Vertikale Steifen an Kastenwänden sollten nachgewiesen werden für:

- die ständigen Einwirkungen;
- den Flächendruck auf die Wand infolge Schüttgut;
- die Reibungskräfte auf die Wand;
- die veränderlichen Einwirkungen aus dem Dach;
- die Axialkräfte, die sich aus dem Beitrag der Querscheibenwirkung in den Wänden ergeben.

(2) Die Exzentrizität der Reibungskräfte gegenüber der Plattenmittelfläche und den Steifenachsen darf vernachlässigt werden.

9.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

9.8.1 Grundlagen

(1) Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit für Stahlsilos mit rechteckigem Grundriss und ebenen Blechwänden sind:

- Verformungen oder Durchbiegungen, die die effektive Benutzung des Tragwerks ungünstig beeinflussen;
- Verformungen, Durchbiegungen, Schwingungen oder Erschütterungen, die die Zerstörung tragender oder nicht tragender Teile nach sich ziehen.

(2) Verformungen, Durchbiegungen und Erschütterungen sollten so begrenzt werden, dass die vorstehenden Kriterien eingehalten werden.

(3) Geeignete Grenzwerte sollten zwischen dem Tragwerksplaner, dem Bauherrn und der zuständigen Behörde vereinbart werden; dabei sind der Verwendungszweck und die Beschaffenheit des zu speichernden Schüttgutes zu beachten.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

9.8.2 Durchbiegungen

(1) Als Grenzwert für die globale horizontale Ausbiegung eines Silos sollte der kleinere der beiden folgenden Werte angesetzt werden:

$$\delta_{\max} = k_1 H \quad (9.8)$$

$$\delta_{\max} = k_2 t \quad (9.9)$$

Dabei ist

H die Höhe des Tragwerks vom Fundament bis zum Dach;

t die Dicke des dünnsten Wandleches.

ANMERKUNG Die Werte von k_1 und k_2 dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden Werte von $k_1 = 0,02$ und $k_2 = 10$ empfohlen.

(2) Als Grenzwert für die lokale Durchbiegung einzelner Blechfelder gegenüber ihren Rändern wird folgender Wert empfohlen:

$$\delta_{\max} < k_3 L \quad (9.10)$$

Dabei ist

L die kleinere Abmessung der Rechteckplatte.

ANMERKUNG Der Wert von k_3 darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_3 = 0,05$ empfohlen.

Anhang A (informativ)

Vereinfachte Regeln für kreisrunde Silos der Schadensfolgeklasse 1

Die nachfolgenden vereinfachten Regeln erlauben eine tragsichere Bemessung von kreisrunden Silos der Schadensfolgeklasse 1 für eine begrenzte Anzahl von Einwirkungskombinationen (Lastfällen).

A.1 Einwirkungskombinationen für Schadensfolgeklasse 1

Die folgenden vereinfachten Einwirkungskombinationen dürfen für Silos der Schadensfolgeklasse 1 berücksichtigt werden:

- Befüllen des Silos;
- Entleerung des Silos;
- Wind auf leerem Silo;
- Befüllen bei Wind.

Beim Ansetzen der Windlasten sind Vereinfachungen zulässig.

A.2 Ermittlung der Beanspruchungen

(1) Wird die Bemessung mit Hilfe der in diesem Anhang angegebenen Formelausdrücke durchgeführt, so sollten die Membranspannungen um den Faktor k_M vergrößert werden, um lokale Biegeeffekte abzudecken.

ANMERKUNG Der Wert von k_M darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_M = 1,1$ empfohlen.

(2) Wird die Bemessung mit Hilfe der in diesem Anhang angegebenen Formelausdrücke durchgeführt, so sollten die Trichter- und Ringsteifenschnittgrößen um den Faktor k_h vergrößert werden, um Biegeeffekte aus Unsymmetrien und Umfangsbiegung abzudecken.

ANMERKUNG Der Wert von k_h darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_h = 1,2$ empfohlen.

A.3 Tragsicherheitsnachweise

A.3.1 Allgemeines

(1) Die hier angegebenen vereinfachten Regeln erlauben eine schnellere Bemessung, sind jedoch teilweise konservativer als die vollständigeren Regeln der Norm.

A.3.2 Isotrope, geschweißte oder geschraubte, zylindrische Wände

A.3.2.1 Plastische Grenze oder Zugbruch

(1) Unter Innendruck und allen maßgeblichen Bemessungslasten sollten für jeden Punkt die nachfolgend beschriebenen Nachweise geführt werden, gegebenenfalls unter Berücksichtigung des veränderlichen Innendrucks und der veränderlichen Wanddicken.

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

(2) Die Bemessungswerte der Membranschnittgrößen $n_{x,Ed}$ und $n_{\theta,Ed}$ (beide als Zugkräfte positiv) sollten an jedem Punkt der Schale die folgende Bedingung erfüllen:

$$\sqrt{n_{x,Ed}^2 - n_{x,Ed} n_{\theta,Ed} + n_{\theta,Ed}^2} \leq t f_y / \gamma_{M0} \quad (\text{A.1})$$

Dabei ist

$n_{x,Ed}$ die vertikale (axiale) Membrankraft je Längeneinheit, berechnet aus den Bemessungswerten der Einwirkungen (Lasten);

$n_{\theta,Ed}$ die horizontale (Umfangs-)Membrankraft je Längeneinheit, berechnet aus den Bemessungswerten der Einwirkungen (Lasten);

f_y der charakteristische Wert der Streckgrenze der Schalenwandbleche;

γ_{M0} der Teilsicherheitsbeiwert gegen plastisches Versagen.

(3) Die Bemessungswerte der Schnittgrößen sollten an allen geschraubten Stößen oder Anschlüssen in der Schale die folgenden Bedingungen gegen Nettoquerschnittversagen einhalten:

— in Meridianrichtung:

$$n_{x,Ed} \leq f_u t / \gamma_{M2} \quad (\text{A.2})$$

— in Umfangsrichtung:

$$n_{\theta,Ed} \leq f_u t / \gamma_{M2} \quad (\text{A.3})$$

Dabei ist

f_u der charakteristische Wert der Zugfestigkeit der Schalenwandbleche;

γ_{M2} der Teilsicherheitsbeiwert gegen Zugbruch (= 1,25).

(4) Die Verbindungen sollten nach EN 1993-1-8 oder EN 1993-1-3 bemessen werden. Der Einfluss der Schraub- und Nietlöcher sollte nach EN 1993-1-1 unter Anwendung der jeweils zutreffenden Anforderungen für Zug, Druck oder Schub erfasst werden.

(5) Der Bemessungswiderstand an Überlappstößen in geschweißten Schalenwänden $f_{e,Rd}$ sollte durch ein fiktives Festigkeitskriterium wie folgt angegeben werden:

$$f_{e,Rd} = j f_y / \gamma_{M0} \quad (\text{A.4})$$

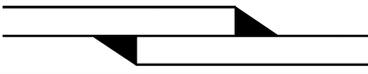
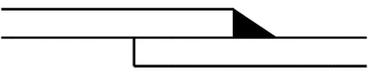
Dabei ist

j der Verbindungswirksamkeitsfaktor.

(6) Die Verbindungswirksamkeit von überlappt geschweißten Stößen mit durchgehenden Kehlnähten sollte mit $j = j_i$ angesetzt werden.

ANMERKUNG AC Der Wert von j_i darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für j_i empfohlenen Werte sind in der nachstehenden Tabelle für verschiedene Ausführungen von Stößen angegeben. Einfach geschweißte Überlappstöße sollten nicht verwendet werden, wenn mehr als 20 % des Wertes von $\sigma_{e,Ed}$ in Gleichung (5.4) aus Biegemomenten resultieren. AC

Verbindungswirksamkeit j_i von geschweißten Überlappstößen

Verbindungsart	Skizze	Wert von j_i
Doppelt geschweißter Überlappstoß		$j_1 = 1,0$
Einfach geschweißter Überlappstoß		$j_2 = 0,35$

A.3.2.2 LS3: Beulen unter Axialdruckbeanspruchung

(1) Für jede Stelle der Schale sollte ein Beulsicherheitsnachweis gegen Axialdruckbeulen geführt werden. Dabei ist die vertikale Veränderlichkeit des Axialdruckes zu vernachlässigen, es sei denn, EN 1993-1-6 gibt explizite Regeln dazu. Bei den Beulberechnungen sollten Druckmembrankräfte als positiv behandelt werden, um das Rechnen mit negativen Zahlen zu vermeiden.

(2) An horizontalen Überlappstößen sollte zur Abdeckung der Exzentrizität der durch den Stoß hindurchgeleitete Axialkräfte der Wert des im nächsten Absatz gegebenen Imperfektions-Abminderungsfaktors α auf 70 % reduziert werden, wenn die Exzentrizität zwischen den beiden Blechmittelflächen größer ist als $\overline{AC} t \overline{AC}$ und der Dickensprung zwischen den beiden Blechen nicht größer ist als $t/4$, wobei t die Dicke des dünneren der beiden Bleche ist. Bei kleinerer Exzentrizität oder größerem Dickensprung braucht α nicht reduziert zu werden.

(3) Der elastische Imperfektions-Abminderungsfaktor α sollte wie folgt ermittelt werden:

$$\alpha = \frac{0,62}{1 + 0,035 \left(\frac{r}{t}\right)^{0,72}} \quad (\text{A.5})$$

Dabei ist

r der Radius der Silowand;

t die Wanddicke an der betreffenden Stelle.

(4) Die ideale Axialbeulspannung $\sigma_{x,Rcr}$ sollte für jeden Punkt der isotropen Wand wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{x,Rcr} = 0,605 E \frac{t}{r} \quad (\text{A.6})$$

(5) Die charakteristische Axialbeulspannung sollte wie folgt ermittelt werden:

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x f_y \quad (\text{A.7})$$

wobei:

$$\chi_x = 1 \quad \text{wenn} \quad \overline{\lambda}_x \leq \overline{\lambda}_0 \quad (\text{A.8})$$

$$\chi_x = 1 - 0,6 \left(\frac{\overline{\lambda}_x - \overline{\lambda}_0}{\overline{\lambda}_p - \overline{\lambda}_0} \right) \quad \text{wenn} \quad \overline{\lambda}_0 < \overline{\lambda}_x < \overline{\lambda}_p \quad (\text{A.9})$$

$$\chi_x = \frac{\alpha}{\overline{\lambda}_x^2} \quad \text{wenn} \quad \overline{\lambda}_p \leq \overline{\lambda}_x \quad (\text{A.10})$$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

mit:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{x,Rc}}} \quad \bar{\lambda}_o = 0,2 \quad \text{und} \quad \bar{\lambda}_p = \sqrt{2,5 \alpha}$$

(6) Der Beulsicherheitsnachweis sollte für jeden Punkt der Schale mit dem Bemessungswert der dort vorhandenen Axialmembrankraft $n_{x,Ed}$ (Druck positiv) wie folgt geführt werden:

$$n_{x,Ed} \leq t \sigma_{x,Rk} / \gamma_{M1} \quad (\text{A.11})$$

mit γ_{M1} nach 2.9.2.

ANMERKUNG Der Wert von γ_{M1} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\gamma_{M1} = 1,1$ empfohlen.

(7) Die größtzulässige messbare Vorbeul-Imperfektion, gemessen nach den in EN 1993-1-6 festgelegten Verfahren, aber ohne Messung über Überlappstöße hinweg, sollte wie folgt festgelegt werden:

$$\Delta w_{od} = 0,0375 \sqrt{rt} \quad (\text{A.12})$$

(8) Der Nachweis der Schalenwand gegen Axialbeulen über einem diskreten Auflager oder im Bereich einer Konsole (z. B. zur Lagerung einer Förderbrücke) oder im Bereich einer Öffnung sollte nach 5.6 geführt werden.

A.3.2.3 LS3: Beulen unter Außendruck — inneres Teilvakuum und/oder Wind

(1) Für konstantes inneres Teilvakuum (Außendruck) sollte der ideale Beuldruck $p_{n,Rcru}$ für die isotrope Wand, falls ein mit dem Zylinder kraftschlüssig verbundenes Dach vorhanden ist, wie folgt ermittelt werden:

$$p_{n,Rcru} = 0,92 E \left(\frac{r}{\ell} \right) \left(\frac{t}{r} \right)^{2,5} \quad (\text{A.13})$$

Dabei ist

- r der Radius der Silowand;
- t die Dicke des dünnsten Teils der Wand;
- ℓ die Höhe zwischen Versteifungsringen oder gehaltenen Rändern.

(2) Der Bemessungswert des maximalen Außendrucks $p_{n,Ed}$, dem das Tragwerk unter der kombinierten Einwirkung von Wind und Teilvakuum ausgesetzt ist, sollte die folgende Bedingung erfüllen:

$$p_{n,Ed} \leq \alpha_n p_{n,Rcru} / \gamma_{M1} \quad (\text{A.14})$$

ANMERKUNG Die Werte von α_n und γ_{M1} dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden Werte von $\alpha_n = 0,5$ und $\gamma_{M1} = 1,1$ empfohlen.

(3) Falls der obere Zylinderrand nicht kraftschlüssig mit dem Dach verbunden ist, sollte dieses vereinfachte Verfahren durch das in 5.3 angegebene Verfahren ersetzt werden.

A.3.3 Konische geschweißte Trichter

(1) Die vereinfachten Bemessungsregeln dürfen angewendet werden, wenn die beiden folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) Es wird ein größerer Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M0} = \gamma_{M0g}$ für den Trichter verwendet.
- b) Im Bereich der Abzweigung sind keine lokalen Meridiansteifen oder Auflagerungen mit der Trichterwand verbunden.

ANMERKUNG Der Wert von γ_{M0g} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\gamma_{M0g} = 1,4$ empfohlen.

(2) Wenn die Schwerkraft- und Fließbelastung aus dem Schüttgut die einzige zu beachtende Einwirkung ist, sollte die Meridiankraft je Umfangslängeneinheit $n_{\phi h, Ed, s}$ am Anschluss des oberen Trichterrandes, die durch die symmetrischen Drücke nach EN 1991-4 verursacht wird, aus globalem Gleichgewicht ermittelt werden, siehe Bild A.1. Der Bemessungswert der örtlichen Meridiankraft je Umfangslängeneinheit $n_{\phi h, Ed}$ mit dem der möglichen Ungleichmäßigkeit der Belastung Rechnung getragen wird, sollte dann wie folgt ermittelt werden.

$$n_{\phi h, Ed} = g_{asym} n_{\phi h, Ed, s} \quad (A.15)$$

Dabei ist

- $n_{\phi h, Ed, s}$ der Bemessungswert der Meridianmembrankraft je Umfangslängeneinheit am oberen Trichterrand, der unter der Annahme vollständig symmetrischer Trichterbelastung erhalten wird;
- g_{asym} der Spannungserhöhungsfaktor für den Einfluss unsymmetrischer Belastungen.

ANMERKUNG Ausdrücke für $n_{\phi h, Ed, s}$ sind Anhang B zu entnehmen. Der Wert von g_{asym} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $g_{asym} = 1,2$ empfohlen.

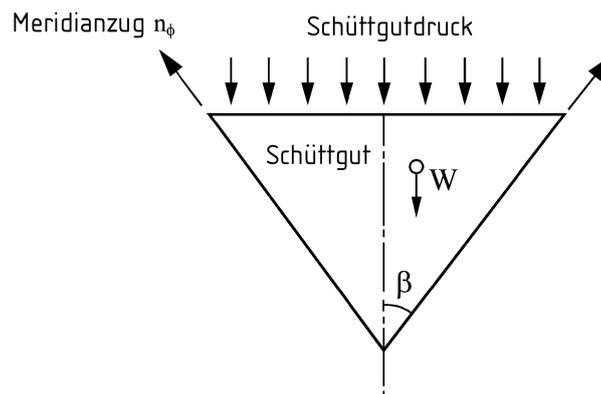


Bild A.1 — Globales Gleichgewicht am Trichter

(3) Der Bemessungswert der Meridianmembranzugkraft $n_{\phi h, Ed}$ am oberen Trichterrand sollte die folgende Bedingung erfüllen:

$$n_{\phi h, Ed} \leq k_r t f_u / \gamma_{M2} \quad (A.16)$$

DIN EN 1993-4-1:2017-09
EN 1993-4-1:2007 + AC:2009 + A1:2017 (D)

Dabei ist

- t die Dicke der Trichterwand;
- f_u die Zugfestigkeit;
- γ_{M2} der Teilsicherheitsbeiwert für Zugbruch.

ANMERKUNG Der Wert von k_T darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $k_T = 0,90$ empfohlen. Der Wert von γ_{M2} darf ebenfalls im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\gamma_{M2} = 1,25$ empfohlen.

A.3.4 Abzweigung

(1) Die nachfolgenden vereinfachten Bemessungsregeln gelten für Zylinder/Konus-Abzweigungen in Silos der Schadensfolgeklasse 1, mit oder ohne Kreisringplatte oder eine ähnlich kompakte Ringsteife an der Abzweigung, siehe Bild A.2.

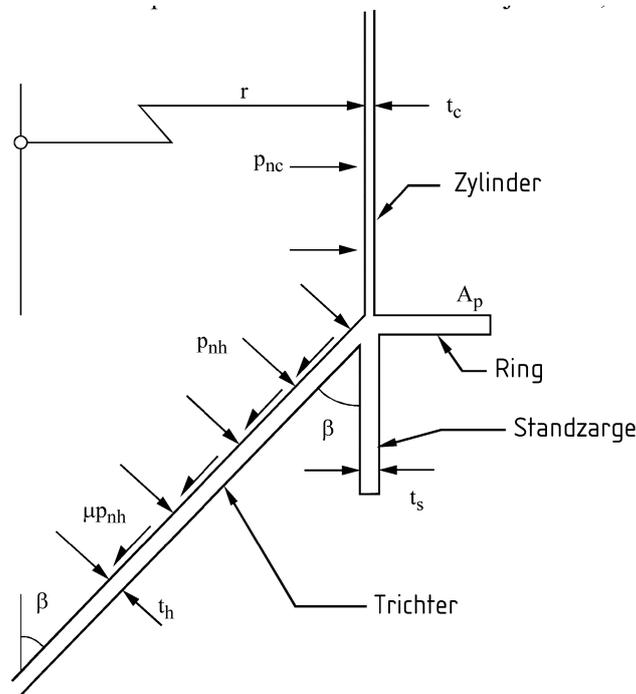


Bild A.2 — Bezeichnungen für eine einfache Abzweigung

(2) Die wirksame Gesamtquerschnittsfläche A_{et} des Ringes sollte wie folgt ermittelt werden:

$$A_{et} = A_p + 0,4 \sqrt{r} \left\{ t_c^{3/2} + t_s^{3/2} + \frac{t_h^{3/2}}{\sqrt{\cos \beta}} \right\} \quad (\text{A.17})$$

Dabei ist

- r der Radius der Silo-Zylinderwand;
- t_c die Wanddicke des Zylinders;
- t_s die Wanddicke der Standzarge;
- t_h die Wanddicke des Trichters;
- β der halbe Kegelöffnungswinkel des Trichters;
- A_p die Querschnittsfläche des Ringes an der Abzweigung.

(3) Der Bemessungswert der Umfangsdruckkraft $N_{\theta,Ed}$ an der Abzweigung sollte wie folgt ermittelt werden:

$$N_{\theta,Ed} = n_{\phi h,Ed} r \sin \beta \quad (\text{A.18})$$

Dabei ist

- $n_{\phi h,Ed}$ der Bemessungswert der Meridianzugkraft je Umfangslängeneinheit am oberen Trichterrand, siehe Bild A.1 und Gleichung (A.15).

(4) Die mittlere Umfangsdruckspannung im Ring sollte die folgende Bedingung erfüllen:

$$\frac{N_{\theta,Ed}}{A_{et}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{A.19})$$

Dabei ist

- f_y die kleinste der charakteristischen Streckgrenzen der Ring- und Blechwerkstoffe;
- γ_{M0} der Teilsicherheitsbeiwert für plastisches Versagen.

ANMERKUNG Der Wert von γ_{M0} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es wird ein Wert von $\gamma_{M0} = 1,0$ empfohlen.

Anhang B (informativ)

Gleichungen für Membranspannungen in konischen Trichtern

Die hier angegebenen Formeln ermöglichen die membrantheoretische Ermittlung von Spannungen für Lastfälle, die in Standard-Monographien über Schalen und Silos in der Regel nicht behandelt werden. Membrantheoretische Formeln liefern exakte Membranspannungen in der Trichterwand (d. h. an Stellen, die nicht in unmittelbarer Nachbarschaft der Abzweigung oder von Auflagerungen liegen), vorausgesetzt, die Lasten werden nach den Verteilungen nach EN 1991-4 angesetzt.

Koordinatensystem mit dem Ursprung für z an der Kegelspitze.

Vertikale Höhe des Trichters h und halber Kegelöffnungswinkel des Trichters β .

B.1 Konstanter Druck p_0 mit Wandreibung μp_0

$$\boxed{A_1} \quad \sigma_\theta = \frac{p_0 z}{t} \left(\frac{\tan \beta}{\cos \beta} \right) \quad (B.1) \quad \boxed{A_1}$$

$$\sigma_\phi = \frac{p_0 z}{2t} \left(\frac{\tan \beta + \mu}{\cos \beta} \right) \quad (B.2)$$

B.2 Linear veränderlicher Druck (von p_1 an der Kegelspitze auf p_2 an der Abzweigung) mit Wandreibung μp

$$p = p_1 + \frac{z}{h} (p_2 - p_1) \quad (B.3)$$

$$\sigma_\theta = \left\{ p_1 + \frac{z}{h} (p_2 - p_1) \right\} \frac{z}{t} \left(\frac{\tan \beta}{\cos \beta} \right) \quad (B.4)$$

$$\sigma_\phi = \left\{ 3 p_1 + \frac{2z}{h} (p_2 - p_1) \right\} \frac{z}{6t} \left(\frac{\tan \beta + \mu}{\cos \beta} \right) \quad (B.5)$$

Für den Sonderfall von Mises $\mu = 0$ und $p_2 < 0,48 p_1$ liegt der Größtwert der Membran-Vergleichsspannung im Trichter auf der Höhe

$$z = 0,52 \left(\frac{p_1}{p_2 - p_1} \right) h \quad (B.6)$$

B.3 „Radiales Druckfeld“ mit dreieckiger Druckspitze („Switch“) an der Abzweigung

$$p = p_1 \frac{z}{h_1} \quad \text{für } 0 < z < h_1 \quad (B.7)$$

$$p = \frac{p_1 (h - z) - p_2 (h_1 - z)}{h - h_1} \quad \text{für } h_1 < z < h \quad (B.8)$$

$$\boxed{A_1} \quad \sigma_{\theta} = p_1 \left(\frac{z^2}{3 h t} \right) \left(\frac{\tan \beta}{\cos \beta} \right) \quad \text{für } 0 < z < h_1 \quad (\text{B.9}) \quad \boxed{A_1}$$

$$\sigma_{\theta} = \left\{ \frac{z p_1 (h - z) - p_2 (h_1 - z)}{t (h - h_1)} \right\} \left(\frac{\tan \beta}{\cos \beta} \right) \quad \text{für } h_1 < z < h \quad (\text{B.10})$$

$$\sigma_{\phi} = \frac{p_1 z^2}{3 t h_1} \left(\frac{\tan \beta + \mu}{\cos \beta} \right) \quad \text{für } 0 < z < h_1 \quad (\text{B.11})$$

$$\sigma_{\phi} = \left\{ \frac{2 z^3 (p_2 - p_1) + (3 z^2 - h_1^2) (h p_1 - h_1 p_2)}{6 z t (h - h_1)} \right\} \left(\frac{\tan \beta + \mu}{\cos \beta} \right) \quad \text{für } h_1 < z < h \quad (\text{B.12})$$

B.4 Wobei p_1 der Druck in Höhe h_1 oberhalb der Spitze und p_2 der Druck an der Abzweigung ist. Drücke nach verallgemeinerter Trichtertheorie

Die Druckverteilung lässt sich in Form des rechtwinklig auf die Wand wirkenden Druckes p mit begleitender Wandreibungslast μp wie folgt beschreiben:

$$p = F q \quad (\text{B.13})$$

$$q = \frac{\gamma h}{n - 1} \left[\left(\frac{z}{h} \right) - \left(\frac{z}{h} \right)^n \right] + q_t \left(\frac{z}{h} \right)^n \quad (\text{B.14})$$

mit:

$$n = 2 (F \mu \cot \beta + F - 1) \quad (\text{B.15})$$

Dabei ist F das Verhältnis des Wanddruckes p zur vertikalen Spannung q im Schüttgut, und q_t ist die mittlere vertikale Spannung im Schüttgut an der Abzweigung:

$$\sigma_{\theta} = \left[\frac{\gamma h}{(n - 1)} \left(\frac{z}{h} \right)^2 + \left(q_t - \frac{\gamma h}{(n - 1)} \right) \left(\frac{z}{h} \right)^{n+1} \right] \cdot \left(\frac{F h}{t} \right) \left(\frac{\tan \beta}{\cos \beta} \right) \quad (\text{B.16})$$

$$\sigma_{\phi} = \left[\frac{\gamma h}{3(n - 1)} \left(\frac{z}{h} \right)^2 + \frac{1}{(n + 2)} \left(q_t - \frac{\gamma h}{(n - 1)} \right) \left(\frac{z}{h} \right)^{n+1} \right] \cdot \left(\frac{F h}{t} \right) \left(\frac{\tan \beta + \mu}{\cos \beta} \right) \quad (\text{B.17})$$

Anhang C (informativ)

Winddruckverteilung über den Umfang kreisrunder Silos

Die Verteilung des Winddruckes um einen flachen Silo mit kreisförmigem Grundriss oder einen bodengelagerten Tankbehälter herum (siehe Bild C.1) kann wichtig sein bei der Bemessung der Verankerung und beim Beulsicherheitsnachweis. Die in EN 1991-1-4 enthaltenen Angaben sind für gewisse Fälle nicht detailliert genug.

Die Druckverteilung über den Umfang eines einzeln stehenden Silos kann mit Hilfe der Umfangskoordinate θ beschrieben werden, wobei der Ursprung am windzugewandten Meridian (Staumeridian) liegt (siehe Bild C.2).

Die Umfangsfunktion der Druckverteilung (nach innen gerichtet positiv) an einem einzeln stehenden Silo mit geschlossenem Dach beträgt (siehe Bild C.2):

$$C_p = -0,54 + 0,16 (d_c/H) + \{0,28 + 0,04 (d_c/H)\} \cos \theta + \{1,04 - 0,20 (d_c/H)\} \cos 2 \theta + \{0,36 - 0,05 (d_c/H)\} \cos 3 \theta - \{0,14 - 0,05 (d_c/H)\} \cos 4 \theta \quad (\text{C.1})$$

Dabei ist d_c der Durchmesser des Silos und H dessen Gesamthöhe (H/d_c ist das Abmessungsverhältnis für das gesamte Tragwerk einschließlich seiner Unterstützungsstruktur) (siehe Bild C.1). Bei Silos mit $H/d_c < 0,50$ sollten die Werte für $H/d_c = 0,50$ verwendet werden. Die Druckverteilung sollte nicht auf der Zylinderhöhe H_c beruhen.

Die Umfangsfunktion der Druckverteilung (nach innen gerichtet positiv) an einem geschlossenen Silo in einer Gruppe beträgt (siehe Bild C.3):

$$C_p = +0,20 + 0,60 \cos \theta + 0,27 \cos 2 \theta - 0,05 \cos 3 \theta - 0,13 \cos 4 \theta + 0,13 \cos 6 \theta - 0,09 \cos 8 \theta + 0,07 \cos 10 \theta \quad (\text{C.2})$$

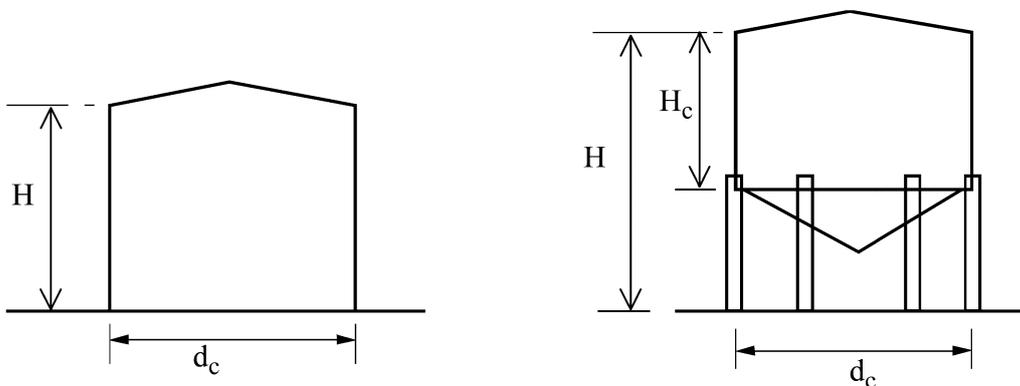


Bild C.1 — Windbelastete Silos

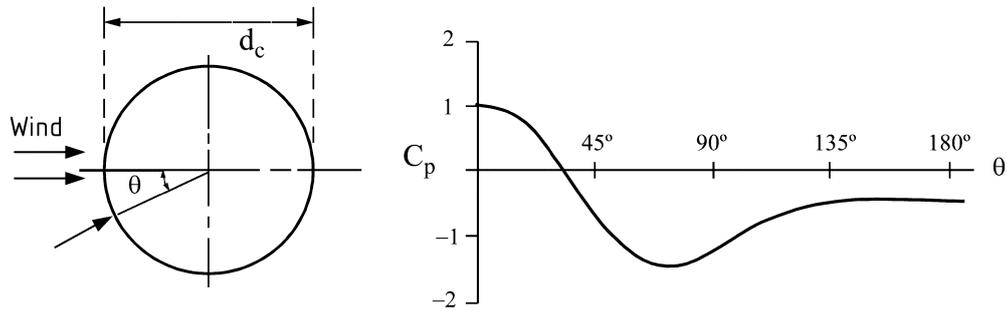


Bild C.2 — Winddruckverteilung über den halben Umfang bei einem einzeln stehenden Silo

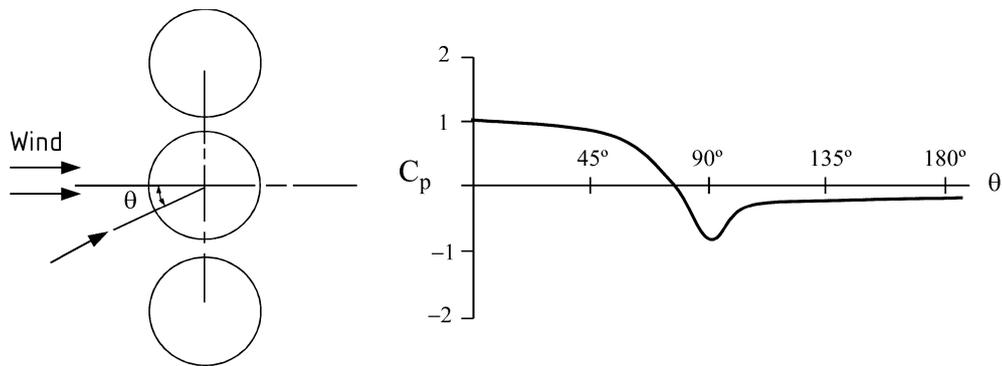


Bild C.3 — Winddruckverteilung über den halben Umfang bei einem in einer Gruppe stehenden Silo

Bei Silos ohne geschlossenes Dach sollten die folgenden konstanten Druckbeiwerte ΔC_p für den inneren Unterdruck zu den obigen Funktionen hinzuaddiert werden, wodurch sich der nach innen gerichtete Druck am Staumeridian vergrößert:

- a) Zusätzlicher innerer Unterdruck in einem oben offenen Silo: $\Delta C_p = +0,6$.
- b) Zusätzlicher innerer Unterdruck in einem belüfteten Silo mit kleiner Öffnung: $\Delta C_p = +0,4$.

ANMERKUNG ΔC_p wird als nach innen gerichtet positiv angesetzt. Für diesen Fall ist die Resultante des Außen- und Innendrucks an der Silowand auf der Leseite des Silos annähernd gleich null.

DIN EN 1993-4-1/NA

ICS 65.040.20; 91.010.30; 91.080.13

Ersatz für
DIN EN 1993-4-1/NA:2010-12**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –
Teil 4-1: Silos**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 3: Design of steel structures –
Part 4-1: Silos

Annexe Nationale –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 3: Calcul des structures en acier –
Partie 4-1: Silos

Gesamtumfang 9 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1993-4-1/NA:2018-11

Inhalt

Seite

Vorwort 4

NA 1 Anwendungsbereich..... 5

NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von \square_{A1} DIN EN 1993-4-1:2017-09 \square_{A1} 5

NA 2.1 Allgemeines 5

NA 2.2 Nationale Festlegungen 6

NDP zu 2.2(1) 6

NDP zu 2.2(3) 6

NDP zu 2.9.2.2(3) 6

NDP zu 3.4(1) 6

NDP zu 4.1.4(2) 6

NDP zu 4.1.4(4) 6

NDP zu 4.2.2.3(6) 6

NDP zu 4.3.1(6) 6

NDP zu 4.3.1(8) 6

NDP zu 5.3.2.3(3) 6

NDP zu 5.3.2.4(10) 6

NDP zu 5.3.2.4(12) 6

NDP zu 5.3.2.4(15) 6

NDP zu 5.3.2.5(10) 7

NDP zu 5.3.2.5(14) 7

NDP zu 5.3.2.6(3) 7

NDP zu 5.3.2.6(6) 7

NDP zu 5.3.2.8(2) 7

NDP zu 5.3.3.5(1) 7

NDP zu 5.3.3.5(2) 7

NDP zu 5.3.4.3.2(2) 7

NDP zu 5.3.4.3.3(2) 7

NDP zu 5.3.4.3.3(5) 7

NDP zu 5.3.4.3.4 \square_{A1} (6) \square_{A1} 7

NDP zu 5.3.4.5(3) 7

NDP zu 5.4.4(2) 7

NDP zu 5.4.4(3) \square_{A1} b) \square_{A1} 7

\square_{A1} NDP zu 5.4.4(3)c 8

NDP zu 5.4.7(3) 8

NDP zu 5.5.2(3) 8

NDP zu 5.6.2(1) 8

NDP zu 5.6.2(2) 8

NDP zu 6.1.2(4) 8

NDP zu 6.3.2.3(2) 8

NDP zu 6.3.2.3(4) 8

NDP zu 6.3.2.7 \square_{A1} (4) \square_{A1} 8

NDP zu 7.3.1(4) 8

NDP zu 8.3.3(4) 8

NDP zu 8.4.1(6) 8

NDP zu 8.4.2(5) 8

NDP zu 8.5.3(3) 8

NDP zu 9.5.1(3) 9

NDP zu 9.5.1(4)	9
NDP zu 9.5.2(5)	9
NDP zu 9.8.2(1)	9
NDP zu 9.8.2(2)	9
NDP zu A.2(1)	9
NDP zu A.2(2)	9
NDP zu A.3.2.1(6)	9
NDP zu A.3.2.2(6)	9
NDP zu A.3.2.3(2)	9
NDP zu A.3.3(1)	9
NDP zu A.3.3(2)	9
NDP zu A.3.3(3)	9
NDP zu A.3.4(4)	9

DIN EN 1993-4-1/NA:2018-11

Vorwort

Dieses Dokument wurde im Arbeitsausschuss NA 005-08-16 AA „Tragwerksbemessung (SpA zu CEN/TC 250/SC 3)“ im DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau) erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu **A1** DIN EN 1993-4-1:2017-09 **A1** „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 4-1: Silos“.

Die Europäische Norm EN 1993-4-1 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: Nationally determined parameters, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1.

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von **A1** DIN EN 1993-4-1:2017-09 **A1**.

A1 Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Elemente dieses Dokuments Patentrechte berühren können. Das DIN ist nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren. **A1**

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1993-4-1/NA:2010-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Die NDPs wurden an die A1-Änderung von EN 1993-4-1:2017 angepasst.

Frühere Ausgaben

DIN 18914: 1985-09
DIN 18914 Beiblatt 1: 1985-09
DIN EN 1993-4-1: 2010-12

NA 1 Anwendungsbereich

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für die Tragwerksplanung von freistehenden oder unterstützten Stahlsilos mit kreisrundem oder rechteckigem Grundriss, die bei der Anwendung von $\boxed{A_1}$ DIN EN 1993-4-1:2017-09 $\boxed{A_1}$ in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit $\boxed{A_1}$ DIN EN 1993-4-1:2017-09 $\boxed{A_1}$.

NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von $\boxed{A_1}$ DIN EN 1993-4-1:2017-09 $\boxed{A_1}$

NA 2.1 Allgemeines

$\boxed{A_1}$ DIN EN 1993-4-1:2017-09 $\boxed{A_1}$ weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (en: Nationally determined parameters, NDP):

- | | |
|---|---|
| — 2.2(1); | — 5.5.2(3); |
| — 2.2(3); | — 5.6.2(1) und (2); |
| — 2.9.2.2(3); | — 6.1.2(4); |
| — 3.4(1); | — 6.3.2.3(2) und (4); |
| — 4.1.4(2) und (4); | — 6.3.2.7 $\boxed{A_1}$ (4) $\boxed{A_1}$; |
| — 4.2.2.3(6); | — 7.3.1(4); |
| — 4.3.1(6) und (8); | — 8.3.3(4); |
| — 5.3.2.3(3); | — 8.4.1(6); |
| — 5.3.2.4(10), (12) und (15); | — 8.4.2(5); |
| — 5.3.2.5(10) und (14); | — 8.5.3(3); |
| — 5.3.2.6(3) und (6); | — 9.5.1(3) und (4); |
| — 5.3.2.8(2); | — 9.5.2(5); |
| — 5.3.3.5(1) und (2); | — 9.8.2(1) und (2); |
| — 5.3.4.3.2(2); | — A.2(1) und (2); |
| — 5.3.4.3.3(2) und (5); | — A.3.2.1(6); |
| — 5.3.4.3.4 $\boxed{A_1}$ (6) $\boxed{A_1}$; | — A.3.2.2(6); |
| — 5.3.4.5(3); | — A.3.2.3(2); |
| — 5.4.4(2), $\boxed{A_1}$ (3)b) und (3)c) $\boxed{A_1}$; | — A.3.3(1), (2) und (3); |
| — 5.4.7(3); | — A.3.4(4). |

DIN EN 1993-4-1/NA:2018-11

NA 2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von **A1** DIN EN 1993-4-1:2017-09 **A1** bzw. ergänzt diese.

NDP zu 2.2(1)

Keine weitere nationale Festlegung.

NDP zu 2.2(3)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 2.9.2.2(3)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 3.4(1)

Keine weitere nationale Festlegung.

NDP zu 4.1.4(2)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 4.1.4(4)

Keine weitere nationale Festlegung.

NDP zu 4.2.2.3(6)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 4.3.1(6)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 4.3.1(8)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.2.3(3)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 5.3.2.4(10)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.2.4(12)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 5.3.2.4(15)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 5.3.2.5(10)

A1 Es gilt $\alpha_n = \alpha_0$ nach DIN EN 1993-1-6:2017-07, Tabelle D.5. **A1**

NDP zu 5.3.2.5(14)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.2.6(3)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.2.6(6)

A1 Es gilt α_t nach DIN EN 1993-1-6:2017-07, Tabelle D.6. **A1**

NDP zu 5.3.2.8(2)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.3.5(1)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.3.5(2)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.4.3.2(2)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.4.3.3(2)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.4.3.3(5)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.4.3.4 **A1 (6) **A1****

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.3.4.5(3)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.4.4(2)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 5.4.4(3) **A1 b) **A1****

Es gilt die Empfehlung.

DIN EN 1993-4-1/NA:2018-11

Ⓐ₁ NDP zu 5.4.4(3)c)

Es gilt die Empfehlung. Ⓐ₁

NDP zu 5.4.7(3)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 5.5.2(3)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.6.2(1)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 5.6.2(2)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 6.1.2(4)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 6.3.2.3(2)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 6.3.2.3(4)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 6.3.2.7Ⓐ₁ (4) Ⓐ₁

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 7.3.1(4)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 8.3.3(4)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 8.4.1(6)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 8.4.2(5)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 8.5.3(3)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 9.5.1(3)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 9.5.1(4)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 9.5.2(5)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 9.8.2(1)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 9.8.2(2)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu A.2(1)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu A.2(2)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu A.3.2.1(6)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu A.3.2.2(6)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu A.3.2.3(2)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu A.3.3(1)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu A.3.3(2)

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu A.3.3(3)

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu A.3.4(4)

Es gilt die Empfehlung.

DIN EN 1999-1-1/NA**DIN**

ICS 91.010.30; 91.080.17

Ersatz für
DIN EN 1999-1-1/NA:2017-05

**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken –
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 9: Design of aluminium structures –
Part 1-1: General rules

Annexe Nationale –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 9: Calcul des structures en aluminium –
Partie 1-1: Règles générales

zurückgezogen –
Withdrawn

Gesamtumfang 23 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03

Inhalt

	Seite
Vorwort	3
1 Anwendungsbereich	4
2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1999-1-1:2014-03	4
2.1 Allgemeines	4
2.2 Nationale Festlegungen.....	4
NDP zu 1.1.2 (1 Anmerkung).....	4
NCI zu 1.2.2 Verweisungen zur Tragwerksbemessung.....	4
NCI zu 1.2.4 Verweisungen zum Schweißen	4
NDP zu 2.1.2(3) Anmerkung.....	5
NDP zu 2.3.1(1) Anmerkung.....	5
NDP zu 3.2.1(1) Anmerkung.....	6
NDP zu 3.2.2(1) Anmerkung.....	6
NDP zu 3.2.2(2) Anmerkung 1	6
NCI zu 3.2.2, Tabelle 3.2a	6
NDP zu 3.2.3.1(1) Anmerkung 2.....	6
NDP zu 3.3.2.1(3) Anmerkung 1 und Anmerkung 2.....	6
NDP zu 3.3.2.2(1) Anmerkung	6
NDP zu 5.2.1(3) Anmerkung.....	6
NDP zu 5.3.2(3) Anmerkung.....	6
NDP zu 5.3.4(3) Anmerkung.....	7
NDP zu 6.1.3(1) Anmerkung 1	7
NDP zu 6.1.3(1) Anmerkung 2	7
NCI zu 6.1.6.3 Bestimmung der anzusetzenden Breite der WEZ aufgrund von Härtemessungen.....	7
NDP zu 6.2.1(5) Anmerkung 2	8
NDP 7.1(4) Anmerkung	8
NDP 7.2.1(1) Anmerkung.....	8
NDP zu 7.2.2(1) Anmerkung.....	9
NDP zu 7.2.3(1) Anmerkung.....	9
NCI zu 8 Bemessung von Anschlüssen.....	9
NDP zu 8.1.1(2) Anmerkung.....	9
NCI zu 8.6.3 Biegung um die Schweißnahtachse bei einseitigen Kehlnähten und Stumpfnähten.....	9
NDP zu 8.9(3) Anmerkung.....	13
NDP zu Anhang A.....	13
NDP zu A.2	13
NCI zu A.5.....	13
NDP zu C.3.4.1(2) Anmerkung.....	15
NDP zu C.3.4.1(3) Anmerkung.....	15
NDP zu C.3.4.1(4) Anmerkung.....	15
NCI zu D.3.2	15
NDP zu K.1(1) Anmerkung 1.....	17
NDP zu K.3(1) Anmerkung 3.....	17
NCI zu Anhang M.....	17
NCI NA.N.1 Anwendungsbereich	18
NCI NA.N.2 Konstruktion.....	18
NCI NA.N.3 Bemessung.....	19
NCI NA.N.4 Qualifizierung des Schweißverfahrens.....	20
NCI Literaturhinweise.....	23

Vorwort

Dieses Dokument wurde vom NA 005-08-07 AA „Aluminiumkonstruktionen (SpA zu CEN/TC 250/SC 9 und CEN/TC 135)“ im Normenausschuss Bauwesen (NABau) erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1999-1-1:2014-03, *Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln*.

Die Europäische Norm EN 1999-1-1 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: *Nationally determined parameters*, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser Nationale Anhang ergänzende, nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1999-1-1:2014-03 (en: *non-contradictory complementary information*, NCI).

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1999-1-1:2014-03.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Elemente dieses Dokuments Patentrechte berühren können. DIN ist nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1999-1-1/NA:2017-05 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) die Änderung A1 wurde eingearbeitet,
- b) ein Fehler in Gleichung NA.10 wurde korrigiert.

Frühere Ausgaben

DIN 4113: 1958-02
 DIN 4113-1: 1980-05
 DIN 4113-1/A1: 2002-09
 DIN 4113-1/A1 Berichtigung 1: 2008-12
 DIN 4113-2: 2002-09
 DIN 4113-2 Berichtigung 1: 2008-12
 DIN V 4113-3: 2003-11
 DIN V 4113-3 Berichtigung 1: 2008-12
 DIN EN 1999-1-1/NA/A1: 2014-06
 DIN EN 1999-1-1/NA/A2: 2015-03
 DIN EN 1999-1-1/NA/A3: 2015-11
 DIN EN 1999-1-1/NA: 2010-12, 2013-05, 2017-05

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03**1 Anwendungsbereich**

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Bauwerken und Tragwerken aus Aluminium, die bei der Anwendung von DIN EN 1999-1-1:2014-03 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1999-1-1:2014-03.

2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1999-1-1:2014-03**2.1 Allgemeines**

DIN EN 1999-1-1:2014-03 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP, en: *Nationally determined parameters*).

— 1.1.2(1)	— 5.2.1(3)	— 8.1.1(2)
— 2.1.2(3)	— 5.3.2(3)	— 8.9(3)
— 2.3.1(1)	— 5.3.4(3)	— A.2(1)
— 3.2.1(1)	— 6.1.3(1)	— C.3.4.1(2)
— 3.2.2(1)	— 6.2.1(5)	— C.3.4.1(3)
— 3.2.2(2)	— 7.1(4)	— C.3.4.1(4)
— 3.2.3.1(1)	— 7.2.1(1)	— K.1(1)
— 3.3.2.1(3)	— 7.2.2(1)	— K.3(1)
— 3.3.2.2(1)	— 7.2.3(1)	

2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1999-1-1:2014-03.

NDP zu 1.1.2 (1 Anmerkung)

Es gelten die Empfehlungen.

NCI zu 1.2.2 Verweisungen zur Tragwerksbemessung

NA VDI 2230 Blatt 1: Systematische Berechnung hochbeanspruchter Schraubenverbindungen — Zylindrische Einschraubenverbindungen¹⁾

NCI zu 1.2.4 Verweisungen zum Schweißen

NA DIN EN ISO 13918:2008-10, Schweißen — Bolzen und Keramikringe für das Lichtbogenbolzenschweißen (ISO 13918:2008); Deutsche Fassung EN ISO 13918:2008

NA DIN EN ISO 14555:2014-08, Schweißen — Lichtbogenbolzenschweißen von metallischen Werkstoffen (ISO 14555:2014); Deutsche Fassung EN ISO 14555:2014

NA DVS 0904, Hinweise für die Praxis — Lichtbogenbolzenschweißen¹⁾

1) Zu beziehen bei: Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin.

NDP zu 2.1.2(3) Anmerkung

Falls in den Ausführungsunterlagen keine weitergehenden Anforderungen festgelegt sind, sind bei der Ausführung von Aluminiumtragwerken und Tragwerkskomponenten bei den einzelnen Ausführungsklassen (EXC) in Bezug auf Qualitätsanforderungen und Qualitätsprüfungen die Regelungen von DIN EN 1090-3:2008-09, Anhänge L und M einzuhalten. Allerdings gelten anstelle von DIN EN 1090-3:2008-09, Tabelle L.1 und Tabelle L.2 die nachfolgenden beiden Tabellen NA.1 und NA.2.

Tabelle NA.1 — Ausnutzungsklassen

Beanspruchungs-kategorie	Beanspruchungsart	UR1	UR2	UR3
SC1	Vorwiegend ruhend	$U \leq 0,30$	$0,30 < U \leq 0,60$	$0,60 < U \leq 1,0$
SC2	Ermüdung	$U \leq 0,30$	$0,30 < U \leq 0,60$	$0,60 < U \leq 1,0$
	Ermüdung, wenn der Ausnutzungsgrad U über den Ermüdungsschaden D_L nach EN 1999-1-3 bestimmt wird	$U \leq 0,30$	$0,30 < U \leq 0,70$	$0,70 < U \leq 1,0$

Tabelle NA.2 — Umfang der ZfP in % für Bauteile und Tragwerke in Beanspruchungskategorie SC1

Nahtart	Ausnutzungsklasse	EXC1	EXC2	EXC3	EXC4
Stumpfnähte unter Querzug- und Scherbeanspruchung	UR3	—	10	20	im Einzelfall festzulegen
	UR2	—	—	10	im Einzelfall festzulegen
Alle anderen Nähte	UR3	—	5 ^a	10	im Einzelfall festzulegen
	UR2	—	—	5	im Einzelfall festzulegen

^a Keine ZfP für Verbindungen unter reinem Druck (ZfP = zerstörungsfreie Prüfung).

Abweichend davon darf, wenn die Bemessung der Kehlnähte nach dem vereinfachten Verfahren nach NCI zu 8.6.3.3(9) erfolgt, auf eine zerstörungsfreie Prüfung (ZfP) verzichtet werden, wenn die folgenden Bedingungen a) bis d) erfüllt sind:

- wirksame Nahtdicke $a \leq 6$ mm und
- Dicke der verbundenen Bauteile an der Verbindungsstelle $t \leq 15$ mm und
- Beanspruchungskategorie SC1 und
- Ausführungsklasse EXC1 oder EXC2.

NDP zu 2.3.1(1) Anmerkung

Es werden keine weiteren Informationen gegeben.

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03**NDP zu 3.2.1(1) Anmerkung**

Es gelten die aufgeführten Aluminiumlegierungen und Zustände.

NDP zu 3.2.2(1) Anmerkung

Elektrisch geschweißte Rohre nach DIN EN 1592-1 bis DIN EN 1592-4 dürfen als tragende Teile nicht verwendet werden.

NDP zu 3.2.2(2) Anmerkung 1

Es gilt die Empfehlung.

NCI zu 3.2.2, Tabelle 3.2a

In Tabelle 3.2a sind die folgenden Eigenschaften für EN AW-5754 zu ergänzen.

Werkst. EN-AW	Zustand ¹⁾	Dicke $t^{1)}$	$f_o^{1)}$	f_u	$A_{50}^{1), 6)}$	$f_{o,haz}^{2)}$	$f_{u,haz}^{2)}$	WEZ-Faktor ²⁾		$BC^{4)}$	$n_p^{1), 5)}$
		mm	N/mm ²		%	N/mm ²	$\rho_{o,haz}$	$\rho_{u,haz}$			
										
5754	H12 H22/H32	≤ 40	170 130	220	4 7	100	190	0,59 0,77	0,86	B	18 9
										

NDP zu 3.2.3.1(1) Anmerkung 2

Es gilt DIN EN 1999-1-1:2014-03, Anhang C.

NDP zu 3.3.2.1(3) Anmerkung 1 und Anmerkung 2

Es gilt DIN EN 1999-1-1:2014-03, Anhang C. Es werden keine weiteren Regelungen angegeben.

NDP zu 3.3.2.2(1) Anmerkung

Es werden keine weiteren Regelungen getroffen.

NDP zu 5.2.1(3) Anmerkung

Es wird kein anderes Kriterium festgelegt.

NDP zu 5.3.2(3) Anmerkung

Es gilt die Tabelle 5.1 unter den nachfolgend aufgeführten Bedingungen:

- a) Die eingepprägten Vorkrümmungen nach 5.3.2(3)b müssen so gewählt werden, dass die mit ihrem Ansatz mit sinusförmigem Verlauf am zentrisch gedrückten, beidseitig gelenkig gelagerten Stab in einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung für den Werkstoff ohne Wärmeeinflusszonen ermittelte Tragfähigkeit nicht größer ist als die nach 6.3.1.1 bis 6.3.1.3 mit $\kappa = 1,0$ und $k = 1,0$ ermittelte Tragfähigkeit $N_{b,Rd}$. Dies ergibt sich für Querschnitte der Klassen 1, 2 und 3 auf folgende Weise: In die verwendete M - N -Interaktionsbeziehung für die Querschnittstragfähigkeit setzt man für M den Ausdruck $M = N \cdot e / (1 - N / N_{ki})$ ein und ersetzt in der so entstandenen Gleichung N durch $N_{b,Rd}$ nach 6.3.1.1 bis 6.3.1.3 mit $\kappa = 1,0$ und $k = 1,0$. Die Auflösung dieser Gleichung nach e ergibt den Mindestwert der Vorkrümmung.

ANMERKUNG Anstelle der Interaktionsbeziehungen nach 6.2.9.1 und 6.2.9.2 können auch andere *M-N*-Interaktionsbedingungen verwendet werden, die den Sachverhalt mechanisch zutreffend wiedergeben, siehe z.B. Deutscher Stahlbau Verband, Köln (Hrsg.): Stahlbauhandbuch, Band 1: Grundlagen, 2. neubearb. Aufl. Köln, Stahlbau-Verlags-GmbH, 1982.

- b) Die in Tabelle 5.1 für die elastische Berechnung angegebenen Werte wurden abdeckend für alle Werte f_0 der entsprechenden Beulklasse BC und alle Querschnitte als vorsichtige Näherung auf die zuvor beschriebene Weise ermittelt. Die in Tabelle 5.1 für die plastische Berechnung angegebenen Werte wurden in einem Analogieschluss hergeleitet. Diese Werte gelten nur, wenn der an die Schnittkraftermittlung anschließende Tragfähigkeitsnachweis mit einer linearen Interaktionsbedingung der Beanspruchungen aus Normalkraft und Biegung geführt wird.
- c) Da die nach a) ermittelten eingepprägten Vorkrümmungen stark von f_0 und auch vom Querschnitt und der Schlankheit abhängen und die in Tabelle 5.1 angegebenen Werte nach b) in vielen Fällen weit auf der sicheren Seite liegen, kann es wirtschaftlich angeraten sein, für einen speziellen Fall die nach a) zutreffenden Imperfektionen zu ermitteln. Diese Vorgehensweise ist zulässig.
- d) Wenn der an die Schnittkraftermittlung anschließende Tragfähigkeitsnachweis mit einer nichtlinearen Interaktionsbedingung der Beanspruchungen aus Normalkraft und Biegung geführt wird (plastische Berechnung mit nichtlinearer *M-N*-Interaktion), sind die eingepprägten Vorkrümmungen nach dem unter a) beschriebenen Verfahren zu ermitteln.

NDP zu 5.3.4(3) Anmerkung

Es gilt die Empfehlung.

NDP zu 6.1.3(1) Anmerkung 1

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu 6.1.3(1) Anmerkung 2

Zu Tragwerken, die nicht durch DIN EN 1999-1-2 bis DIN EN 1999-1-5 erfasst werden, werden keine weiteren Hinweise gegeben.

NCI zu 6.1.6.3 Bestimmung der anzusetzenden Breite der WEZ aufgrund von Härtemessungen

(1) Für diesen Zweck muss die als Basishärte bezeichnete Härte des vorhandenen Materials im nicht wärmebeeinflussten Zustand durch aktuelle Messung bekannt sein. Das kann durch Messungen an noch unverarbeitetem Halbzeug erfolgen oder bei schon geschweißten Konstruktionskomponenten an Stellen in hinreichendem Abstand von der Schweißnaht. Im Bereich der Schweißnaht wird dann die Härte an verschiedenen Stellen (i. d. R. Anfang und Ende der Schweißung) gemessen und dort ein Härteprofil quer zur Schweißnaht erstellt. Es wird nun jene Stelle neben der Schweißnaht bestimmt, bei der die Härte eindeutig noch nicht abgesunken ist ($\geq 90\%$ zur Basishärte²⁾). Von diesem Punkt aus bis zur Schweißnahtmitte der Stumpfnähte oder dem theoretischen Wurzelpunkt der Kehlnähte wird vereinfacht angenommen, dass ab hier eine Erweichung auf ein Festigkeitsniveau erfolgt ist, dessen charakteristische Werte in der Norm festgelegt worden sind (siehe Bild NA.1).

ANMERKUNG Wegen der geringen Korrelation von Streckgrenze und Härte (eine direkte Proportionalität besteht nur in Verbindung mit einem großen Streuband), kann aus den gemessenen Härtewerten nicht ausreichend genau auf die Streckgrenzenwerte in der WEZ geschlossen werden, sodass bei den Abminderungsbeiwerten $\rho_{0,haz}$ lokale Veränderlichkeiten ebenso wie deren Werte für nicht in der Norm aufgeführte Legierungen und Zustände nur mittels anderer Prüfverfahren bestimmt werden können (siehe Anmerkung in DIN EN 1999-1-1:2014-03, 6.1.6.2).

2) Werden bei solchen Messungen im Grundmaterial Härtewerte festgestellt, die größer sind als beim nicht verschweißten Grundmaterial, so darf das nicht unbedingt verwundern: Je nach Zustand des vorliegenden Materials kann eingebrachte Schweißwärme örtlich eine weitere Warmaushärtung, d.h. Festigkeitssteigerung bewirken.

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03

(2) Geräte zur zuverlässigen Härtemessung sind entweder stationär oder nicht sehr handlich, und aufgrund der Messkopfabmessung kann man bei Messungen an der Oberfläche eines unversehrten Bauteils nicht so nahe an der Schweißnaht messen, wie dies nötig wäre. Bei solchen unversehrten Bauteilen misst man auf der Oberfläche, von der aus die letzte Schweißung erfolgt ist. Ist ein Aufschneiden des Konstruktionsteils möglich, dann besteht das Problem der Zugänglichkeit nicht, und die Messung wird dann auf der Mittellinie des Querschnittes der verbundenen Teile durchgeführt.

ANMERKUNG Härtemessgeräte, die nach dem Rückprallverfahren arbeiten, können hier i.A. nicht für diese Messungen empfohlen werden, weil sie je nach Steifigkeitsverhalten der zu untersuchenden Stellen zu geringe Härtewerte anzeigen.

(3) Um das Verfahren der Bestimmung der Größe der WEZ durch Härtemessungen zu qualifizieren, so dass der ermittelte Wert der Breite der WEZ für die Bemessung verwendet werden kann, müssen neben den üblichen Angaben der Schweißparameter auch die genauen geometrischen Verhältnisse des Werkstücks, seine Auflagerung beim Schweißen und sonstige Bedingungen, die sich auf den Wärmefluss auswirken können, dokumentiert werden. Ebenso sind die Vorwärm- und Zwischenlagentemperaturen zu messen, zu protokollieren und später beim Schweißen auch einzuhalten. Die Härtemessungen und die Festlegung der Breite der WEZ sind in einem getrennten Bericht nachvollziehbar zu dokumentieren, der von einer anerkannten Stelle (Schweißfachingenieur mit Erfahrung im Schweißen von Aluminium) zu überprüfen und zu bestätigen ist. Für spätere Schweißungen ist dann auf Basis der vorgenommenen Messungen und Schweißbedingungen ein Schweißfolgeplan zu erstellen, der insbesondere die Minimal- und Maximaltemperaturen aufzeigen muss, die beim Vorwärmen, und als Zwischenlagentemperaturen einzuhalten sind.

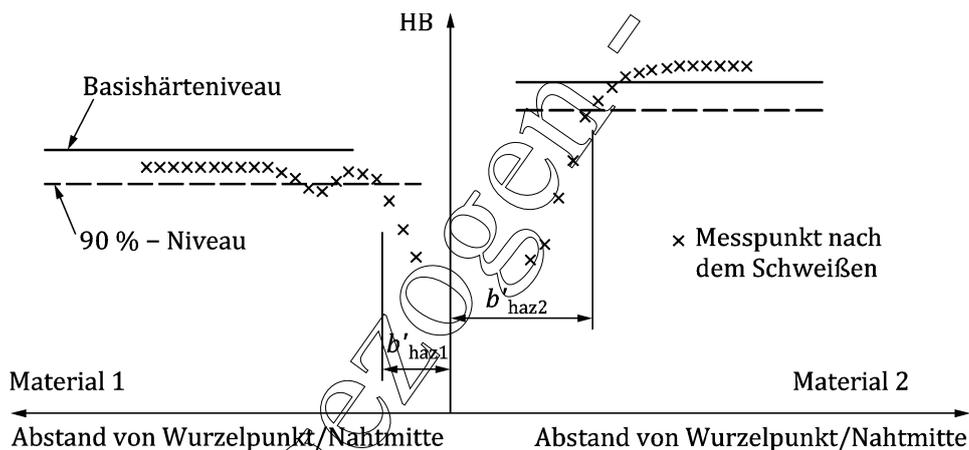


Bild NA.1 — Prinzipskizze zur Festlegung der Breiten der Wärmeinflusszone b'_{haz} aufgrund von Härtemessungen

NDP zu 6.2.1(5) Anmerkung 2

Es gilt die Empfehlung.

NDP 7.1(4) Anmerkung

Es werden keine weiteren Anleitungen gegeben.

NDP 7.2.1(1) Anmerkung

Es werden keine Grenzwerte festgelegt.

NDP zu 7.2.2(1) Anmerkung

Es werden keine Grenzwerte festgelegt.

NDP zu 7.2.3(1) Anmerkung

Es werden keine Grenzwerte festgelegt.

NCI zu 8 Bemessung von Anschlüssen

Für die Verwendung von Schweißbolzen gilt Anhang NA.N in diesem Dokument.

NDP zu 8.1.1(2) Anmerkung

Es gilt Tabelle 8.1.

NCI zu 8.6.3 Biegung um die Schweißnahtachse bei einseitigen Kehlnähten und Stumpfnähten

(1) Diese Art von Beanspruchung, die sich z. B. durch lokale Exzentrizitäten ergibt, sollte möglichst vermieden werden.

(2) Biegung um die Achse einer Schweißnaht braucht nicht berücksichtigt zu werden, wenn das Biegemoment durch Stützungen im Anschlussquerschnitt oder an anderen Stellen abgetragen wird.

(3) Im Folgenden handelt es sich bei den Biegemomenten M und den Kräften N , Q , R und L stets um auf die Längeneinheit der Schweißnaht bezogene Werte.

(4) Die Biegemomente um die Schweißnahtachse ergeben sich aus der zu übertragenden Kraft und ihrem Abstand von dem Mittelpunkt der Strecke, die die Schweißnahtdicke a bestimmt, d. h.

$$M_{Ed} = N \cdot e + Q \cdot h \quad (\text{NA.1})$$

Bezugspunkte für die Berechnung der Momente aus N und Q sind in Bild NA.2 dargestellt.

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03

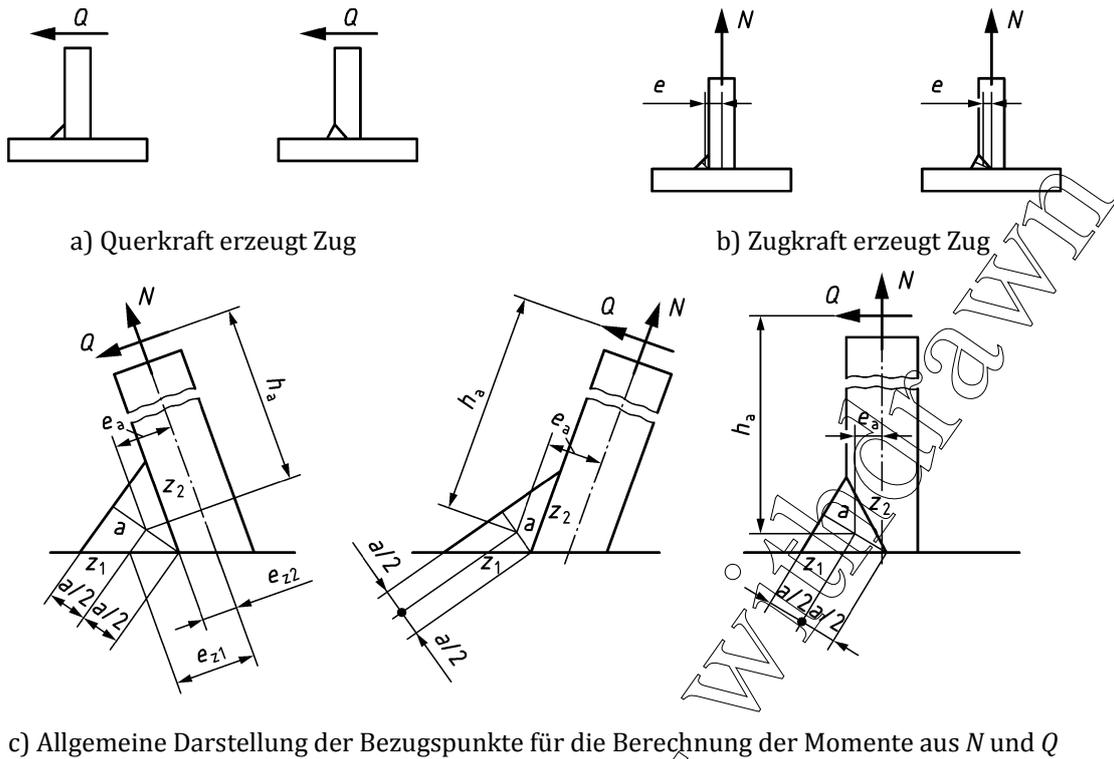


Bild NA.2 — Bezugspunkte für die Berechnung der Momente aus N und Q

(5) Für die Abtragung des Biegemomentes um die Schweißnahtachse darf über die Schweißnahtdicke eine Spannungsverteilung angesetzt werden, wie sie sich mit dem Grenzzustand der Tragfähigkeit einstellt.

(6) Die in der Schweißnaht verfügbare Normalspannung $\sigma_{\perp,verf}$ ergibt sich durch Auflösen der Gleichung (8.33) nach $\sigma_{\perp,verf} = \sigma_{\perp,Ed}$ bei gegebenem $\tau_{\perp,Ed}$ und $\tau_{\parallel,Ed}$ sowie

$$f_{wd} = f_w / \gamma_{Mw} \quad (NA.2)$$

(7) Bei dem richtungsbezogenen Verfahren gilt für das übertragbare Biegemoment M_{wEd} und die übertragbare Kraft N_{wEd} rechtwinklig zur Nahtfläche

$$\frac{M_{wEd}}{M_{wu,d}} \leq w_f \left[1 - \left(\frac{N_{wEd}}{w_f \cdot N_{wu,d}} \right) \right] \quad (NA.3)$$

mit

$$M_{wu,d} = f_{wd} \cdot \frac{a^2}{6} \left(1 + 0,5 \cdot \frac{f_{wo}}{f_w} \right) \quad (NA.4)$$

$$N_{wu,d} = f_{wd} \cdot a \quad (NA.5)$$

und

$$w_f = \sqrt{1 - 3 \left[\left(\frac{\tau_{\perp Ed}}{f_{wd}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{\parallel Ed}}{f_{wd}} \right)^2 \right]} \quad (\text{NA.6})$$

(8) Beim vereinfachten Verfahren gilt

$$\frac{M_{wEd}}{M_{wu,d}} \leq w_{vf} \left[1 - \left(\frac{R_{Ed}}{w_{vf} \cdot N_{wu,d}} \right) \right] \quad (\text{NA.7})$$

mit

$$M_{wu,d} = f_{vwd} \cdot \frac{a^2}{6} \left(1 + 0,5 \cdot \frac{f_{wo}}{f_w} \right) \quad (\text{NA.8})$$

$$N_{wu,d} = f_{vwd} \cdot a \quad (\text{NA.9})$$

und

$$w_{vf} = \sqrt{1 - \left(\frac{L_{Ed}}{a \cdot f_{vwd}} \right)^2} \quad (\text{NA.10})$$

mit

$$f_{vwd} = f_{wd} / \sqrt{3} \quad (\text{NA.11})$$

Dabei ist

L_{Ed} die Komponente der Kraftgröße $F_{w,Ed}$ in Richtung der Schweißnahtachse;

R_{Ed} die Resultierende der Komponenten der Kraftgröße $F_{w,Ed}$ rechtwinklig zur Schweißnahtachse;

$$F_{w,Ed} = \sqrt{L_{Ed}^2 + R_{Ed}^2} \quad (\text{NA.12})$$

der Bemessungswert der auf die wirksame Kehlnahtfläche einwirkenden Kräfte je Längeneinheit;

f_w die Festigkeit des Schweißguts nach Tabelle 8.8 der Norm, und f_{wo} dessen Streckgrenzenwert.

Der Quotient f_{wo}/f_w darf mit 0,5 angenommen werden.

(9) Wenn das Biegemoment in der Schweißnahtwurzel Druck erzeugt, genügt es, die Tragfähigkeit der Schweißnaht für die Normalkraft $N + M/d$ auf Zug sowie die Querkraft Q auf Schub – ohne Biegebeanspruchung – und die Beanspruchung der Kontaktfläche für eine zentrische Beanspruchung durch die Druckkraft M/d nachzuweisen, wobei d der Abstand von der Mitte der Kontaktfläche zur Mitte der Nahtdicke a , und N , Q und M die Schnittgrößen bezüglich der Mitte der Nahtdicke sind. Der Nachweis für die infolge der Kontaktwirkung zentrisch beanspruchte Schweißnaht ergibt sich daraus, dass in den Gleichungen

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03

(NA.3) bzw. (NA.7) der Klammerausdruck zu Null gesetzt wird, und für die zentrisch beanspruchte Kontaktfläche ist als vorsichtige Näherung die Streckgrenzen $f_{ohaz,d}$ der Wärmeeinflusszone anzusetzen.

(10) Die ausreichende Festigkeit der Verbindung muss – wie auch sonst üblich – auch für das Grundmaterial der verbundenen Teile im Anschluss (HAZ) nachgewiesen werden. Das kann sowohl nach dem richtungsbezogenen oder nach dem vereinfachten Verfahren geschehen, wobei auch hier für die Abtragung des Biegemoments über die Schweißlinie eine Spannungsverteilung angesetzt werden darf, die sich mit dem Grenzzustand der Tragfähigkeit einstellt.

Dabei können die in Absatz (7) und (8) aufgeführten Beziehungen genutzt werden, wobei f_{wd} durch $f_{u,haz,d}$ und f_{vwd} durch $f_{u,haz,d}/\sqrt{3}$ zu ersetzen ist und für den Quotienten f_{wo}/f_w anstelle des vorsichtigen Wertes 0,5 für den Quotienten $f_{ohaz}/f_{u,haz}$ die entsprechenden Werte der WEZ des Grundwerkstoffes (siehe Tabellen 3.2.a und 3.2.b) eingesetzt werden dürfen.

Das Biegemoment M_{Ed} infolge einer exzentrischen Kraft ergibt sich aus deren Abstand zum Mittelpunkt der jeweiligen Schweißlinien z_1 und z_2 nach Bild NA.2 c).

Für den häufigen Fall eines einseitigen, rechtwinkligen Anschlusses (Öffnungswinkel 90°) mit einer gleichschenkligen Kehlnaht unter ausschließlicher Beanspruchung durch eine Normalkraft N rechtwinklig zur Anschlussebene erübrigt sich der Nachweis für die WEZ, wenn

- der Nachweis für die Schweißnaht nach dem vereinfachten Verfahren erbracht wurde,
- $f_{u,haz} \geq 0,7 f_w$ ist und

die Schweißnahtdicke a kleiner ist als die Dicke t des angeschlossenen Teils.

NCI zu 8.6.3.3 Rechnerische Behandlung von überhöhten Kehlnähten (Wölbmähten)

Bei Flankenkehlnähten, die ausschließlich durch Schubkräfte parallel zur Nahrichtung beansprucht werden, darf der erhöhte Tragwiderstand von überhöhten Kehlnähten (Wölbmähten) bei der Bemessung berücksichtigt werden. In den entsprechenden Bemessungsformeln darf dann a durch $a+w$ ersetzt werden, bzw. falls DIN EN 1999-1-1:2014-03, 8.6.3.3(6) zutrifft, a durch $a+w+a_{pen}$. Das Maß w darf bei dieser Ausführung und Bemessung rechnerisch mit maximal 0,43a berücksichtigt werden. Zur Definition von w siehe nachfolgendes Bild NA.3. In den Ausführungsunterlagen ist das Maß w anzugeben.

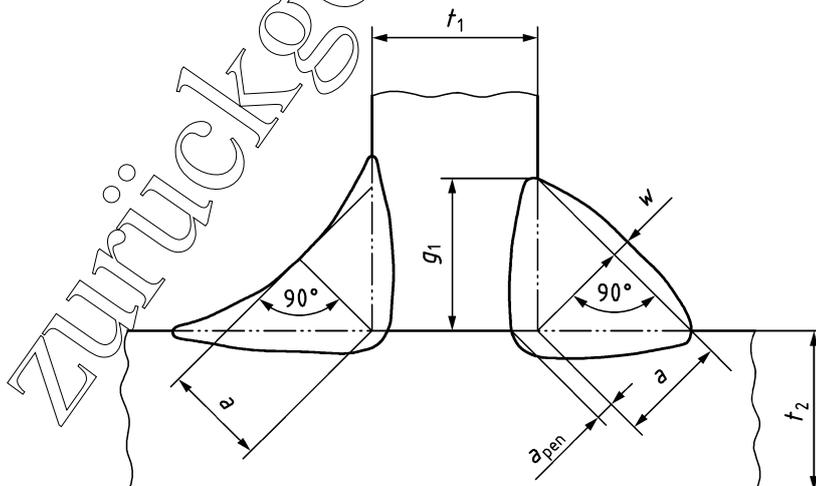


Bild NA.3 — Überhöhte Kehlnähte

NCI zu 8.6.3.3(9) Bemessung von Kehlnähten (Vereinfachtes Verfahren)

(1) Als alternatives Verfahren zu 8.6.3.3(9) darf die Tragfähigkeit einer Kehlnaht als ausreichend angenommen werden, wenn an jedem Punkt längs der Naht die Resultierende aller auf die wirksame Nahtdicke einwirkenden Kräfte je Längeneinheit folgende Bedingung erfüllt:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (8.33a)$$

Dabei ist

$F_{w,Ed}$ der Bemessungswert der auf die wirksame Nahtdicke einwirkenden Kräfte je Längeneinheit;

$F_{w,Rd}$ der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Schweißnaht je Längeneinheit.

(2) Die Tragfähigkeit $F_{w,Rd}$ der Schweißnaht je Längeneinheit ist unabhängig von der Orientierung der wirksamen Nahtfläche zur einwirkenden Kraft wie folgt zu ermitteln:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \quad (8.33b)$$

Dabei ist

$f_{vw,d}$ der Bemessungswert der Scherfestigkeit der Schweißnaht und

a die wirksame Nahtdicke (siehe 8.6.3.3(5)).

(3) Der Bemessungswert $f_{vw,d}$ der Scherfestigkeit der Schweißnaht ist wie folgt zu ermitteln:

$$f_{vw,d} = f_w / (\gamma_{Mw} \sqrt{3}) \quad (8.33c)$$

NDP zu 8.9(3) Anmerkung

Andere Verfahren sind nicht zulässig.

NDP zu Anhang A

A.1 bis A.4 sind informativ.

A.5 und A.6 sind normativ.

NDP zu A.2(1)

Zur Festlegung der Schadensfolgeklasse siehe NCI zu A.5 in diesem Dokument.

NCI zu A.5

Für die Zuordnung von Bauwerken, Tragwerken und Bauteilen zu den in Tabelle A.3 angegebenen Ausführungsklassen EXC1, EXC2, EXC3 und EXC4 gilt Folgendes:

Ausführungsklasse EXC 1

In diese Ausführungsklasse fallen vorwiegend ruhend und, falls ungeschweißt, auch nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Bauteile oder Tragwerke aus den in DIN EN 1999-1-1:2010-05, Abschnitt 3, geregelten Aluminiumlegierungen, für die mindestens einer der folgenden Punkte zutrifft:

1) Tragkonstruktionen mit

— bis zu zwei Geschossen aus Strangpressprofilen/Walzprofilen ohne biegesteife Kopfplattenstöße;

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03

- druck- und biegebeanspruchte Stützen mit bis zu 3 m Knicklänge;
 - Biegeträgern mit bis zu 5 m Spannweite und Auskragungen bis 2 m;
 - charakteristischen veränderlichen, gleichmäßig verteilten Einwirkungen/Nutzlasten bis $2,5 \text{ kN/m}^2$ und charakteristischen veränderlichen Einzelnutzlasten bis $2,0 \text{ kN}$;
- 2) Tragkonstruktionen mit max. 30° geneigten Belastungsebenen (z. B. Rampen) mit Beanspruchungen durch charakteristische Achslasten von max. 63 kN oder charakteristische veränderliche, gleichmäßig verteilte Einwirkungen/Nutzlasten von bis zu $17,5 \text{ kN/m}^2$ (Kategorie E2.4 nach DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, Tabelle 6.4DE) in einer Höhe von max. $1,25 \text{ m}$ über festem Boden wirkend;
 - 3) Treppen und Geländer in Wohngebäuden;
 - 4) Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr (z. B. Scheunen, Gewächshäuser);
 - 5) Wintergärten an Wohngebäuden;
 - 6) Einfamilienhäuser mit bis zu 4 Geschossen;
 - 7) Gebäude, die selten von Personen betreten werden, wenn der Abstand zu anderen Gebäuden oder Flächen mit häufiger Nutzung durch Personen mindestens das 1,5-fache der Gebäudehöhe beträgt;
 - 8) an Wohngebäuden angeordnete Balkone, die höchstens 12 m über der Geländeoberfläche liegen.

Die Ausführungsklasse EXC 1 gilt auch für andere vergleichbare Bauwerke, Tragwerke und Bauteile.

Ausführungsklasse EXC 2

In diese Ausführungsklasse fallen vorwiegend ruhend und nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Bauteile oder Tragwerke aus Aluminiumlegierungen, die nicht den Ausführungsklassen EXC 1, EXC 3 und EXC 4 zuzuordnen sind.

Ausführungsklasse EXC 3

In diese Ausführungsklasse fallen vorwiegend ruhend und nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Bauteile oder Tragwerke aus Aluminiumlegierungen, für die mindestens einer der folgenden Punkte zutrifft:

- 1) großflächige Dachkonstruktionen von Versammlungsstätten/Stadien;
- 2) Gebäude mit mehr als 15 Geschossen;
- 3) vorwiegend ruhend beanspruchte Wehrverschlüsse bei extremen Abflussvolumen;
- 4) folgende nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Tragwerke oder deren Bauteile:
 - Geh- und Radwegbrücken;
 - Straßenbrücken;
 - Eisenbahnbrücken;
 - Fliegende Bauten;
 - Türme und Maste wie z. B. Antennentragwerke;

- Kranbahnen;
- zylindrische Türme wie z. B. Aluminiumschornsteine.

Die Ausführungsklasse EXC 3 gilt auch für andere vergleichbare Bauwerke, Tragwerke und Bauteile.

Ausführungsklasse EXC 4

In diese Ausführungsklasse fallen alle Bauteile oder Tragwerke der Ausführungsklasse EXC 3 mit extremen Versagensfolgen für Menschen und Umwelt, wie z. B.:

- 1) Straßenbrücken und Eisenbahnbrücken (siehe DIN EN 1991-1-7) über dicht besiedeltem Gebiet oder über Industrieanlagen mit hohem Gefährdungspotential;
- 2) nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Wehrverschlüsse bei extremen Abflussvolumen.

NDP zu C.3.4.1(2) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu C.3.4.1(3) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen.

NDP zu C.3.4.1(4) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen.

NCI zu D.3.2

Als Ergänzung zu den Empfehlungen betreffend den Korrosionsschutz von Aluminium werden nachstehend zusätzliche Empfehlungen zur Entscheidungsfindung gegeben, wenn insbesondere die Kriterien „Potentielle Folgen von Korrosionsschädigungen“ und „Inspektionsmöglichkeit“ berücksichtigt werden sollen.

Um ein Maß für das relative Korrosionsrisiko zu bekommen, werden die Punkte aus den Tabellen NA.D.1.1 bis NA.D.1.3 zusammengezählt. In Tabelle NA.D.1.4 sind dann die daraus folgenden, empfohlenen Maßnahmen abzulesen.

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03

Tabelle NA.D.1.1 — Korrosionsneigung (Eintrittswahrscheinlichkeit — relative Punktezahlen) der unterschiedlichen Beständigkeitsklassen in unterschiedlichen Umgebungsbedingungen

Beständigkeitsklasse	Materialdicke mm	in Atmosphäre						unter Wasser	
		ländlich ^a	Industrie/Stadt		Meer/Küste			Süßwasser	Meerwasser
			gemäßigt ^b	ausgeprägt ^c	ländlich ^a	gemäßigt ^b	ausgeprägt ^c		
A	alle	0	0	4	0	0	6	4	
B	< 3	0	2	6	2	4	6	6	
	≥ 3	0	0	6	0	4	6	6	
C	alle	0	4	6	4	4	6	8	

^a Ländlich versteht sich in ländlicher Umgebung ohne Gewerbebetrieb oder andere emissionsträchtige Einwirkungen oder aber auch in normaler Innenraumatmosphäre.

^b Eine gemäßigte Belastung ist bspw. i.d.R. in städtischen bzw. Gewerbe- und Industriegebieten gegeben, sofern keine besonders emissionsträchtigen Einrichtungen die Umgebungsbedingungen beeinflussen.

^c Eine ausgeprägte Belastung ist i.d.R. gegeben, wenn besonders emissionsträchtige Einrichtungen vorhanden sind, bzw. die Umgebungsbedingungen bspw. durch die übliche Windrichtung hierdurch beeinflusst werden.

Tabelle NA.D.1.2 — Potentielle Folgen bei Ausfall des Bauteils infolge Korrosion für die Funktion der Konstruktion

Auswirkung	Punkte
Keine Beeinträchtigung der Funktion	0
Geringe Beeinträchtigung der Funktion	1
Funktionsausfall	2
Gefahr für Leib und Leben	3

Tabelle NA.D.1.3 — Feststellung des Korrosionsangriffs — Bewertung des Korrosionsrisikos

Inspektionsmöglichkeit	Punkte
Inspektion jederzeit gegeben	0
Inspektion mit Aufwand oder Hilfsmitteln möglich	2
Keine Inspektionsmöglichkeit	4

Tabelle NA.D.1.4 — Feststellung des Korrosionsrisikos — Zu ergreifende Maßnahmen

Korrosionsrisiko = Summe der Punkte aus den Tabellen NA.D.1.1 bis NA.D.1.3	Erforderliche Maßnahme
0-5	Keine Korrosionsschutzmaßnahmen erforderlich
6-9	Es ist zu prüfen, ob Korrosionsschutzmaßnahmen anzuwenden sind
10-12	Korrosionsschutzmaßnahmen sind anzuwenden
>12	Konstruktion unzulässig bzw. mit oder ohne Korrosionsschutz nur für kurze Einsatzzeit

NDP zu K.1(1) Anmerkung 1

Der Anhang bleibt informativ, daher werden keine weiteren Festlegungen getroffen.

NDP zu K.3(1) Anmerkung 3

Der Anhang bleibt informativ, daher werden keine weiteren Festlegungen getroffen.

NCI zu Anhang M

Der Anhang M darf nicht angewendet werden.

zurückgezogen -

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03

NCI

Anhang NA.N (normativ)

Bolzen, die mittels Lichtbogenbolzenschweißung mit Spitzenzündung angeschlossen werden

NCI NA.N.1 Anwendungsbereich

(1) Dieser Anhang gilt für Schweißbolzen an Tragwerken und Bauteilen der Ausführungsklassen EXC1 und EXC2 unter vorwiegend ruhender Beanspruchung, sofern die Schraubanschlüsse an den Schweißbolzen nicht planmäßig wiederholt gelöst und wieder hergestellt werden (z. B. bei fliegenden Bauteilen).

(2) Als Grundmaterial, auf das die Bolzen aufgeschweißt werden dürfen, kommen die in Tabelle NA.N.1 angegebenen Werkstoffe in den in DIN EN 1999-1-1 und DIN EN 1999-1-4 erfassten Zuständen in Frage.

Tabelle NA.N.1 — Grundmaterial, auf das die Bolzen aufgeschweißt werden dürfen

EN AW-3004(AlMn1Mg1)	EN AW-5005/5005A(AlMg1)	EN AW-6060(AlMgSi)
EN AW-3005(AlMn1Mg0,5)	EN AW-5049(AlMg2Mn0,8)	EN AW-6063(AlMg0,7Si)
EN AW-3103(AlMn1)	EN AW-5052(AlMg2,5)	
EN AW-3105(AlMn0,5Mg0,5) ^a	EN AW-5251(AlMg2) ^a	
	EN AW-5454(AlMg3Mn)	
	EN AW-5754(AlMg3)	
^a Werkstoff nur in DIN EN 1999-1-4 aufgeführt		

(3) Es kommen Schweißbolzen mit Spitzenzündung Typ PT aus EN AW-5754(AlMg3) H12 und EN AW-1050A(Al99,5) H14 mit Nenndurchmessern d_b ³⁾ von 4 mm bis 6 mm in Frage. Bei Bolzen aus EN AW-5754, die auf EN AW-6060 und EN AW-6063 aufgeschweißt werden, ist der Nenndurchmesser d_b auf 5 mm beschränkt.

(4) Die Schweißbolzen müssen DIN EN ISO 13918 in Verbindung mit einer Prüfbescheinigung nach DIN EN 10204, z.B. Werksbescheinigung 2.1, entsprechen.

NCI NA.N.2 Konstruktion

(1) Die Anschlüsse sind so zu gestalten, dass die Bolzen keine planmäßige Biegebeanspruchung erfahren.

(2) Wenn die Bolzen in Löcher eingreifen, bei denen das für Schraubenverbindungen nach DIN EN 1999-1-1 zulässige Lochspiel überschritten wird (Regelfall), darf

a) bei der Kräfteübertragung in Scheibenebene beim Nachweis für den Grenzzustand der statischen Tragfähigkeit nur ein statisch bestimmtes System angesetzt werden, d.h. die Anzahl der für die Kraftübertragung angesetzten Schweißbolzen darf nicht größer sein, als die Anzahl der zu erfüllenden

3) Entspricht d_1 nach DIN EN ISO 13918.

Gleichgewichtsbedingungen⁴⁾ falls nicht, z. B. durch konstruktive Maßnahmen, sichergestellt wird, dass im Grenzzustand, der bei einer Starrkörperbewegung in der Scheibenebene erreicht wird, sich bei allen für die Lastübertragung angesetzten Schweißbolzen ein Abstandsspiel (Abstand Bolzen – Lochrand) von weniger als 1 mm einstellt.

- b) die Lochleibungstragfähigkeit nach den Regeln von DIN EN 1999-1-1 für lange Langlöcher ermittelt werden, wenn
- i) die Lochung mit seitlicher Stützung völlig abgedeckt ist und
 - ii) die Regeln von DIN EN 1090-3:2008-09, 8.2.1, Absatz 6, eingehalten sind und
 - iii) die maximale Abmessung des Loches nicht größer als der 2,5-fache Bolzendurchmesser ist.

(3) Muttern auf Schweißbolzen müssen in vielen Fällen aus verschiedenen Gründen kontrolliert angezogen werden (Gefahr des Überdrehens, Vorteile durch Vorspannen). Angaben dazu sind in Tabelle 5 von DVS-Merkblatt 0904 zu finden (Grundlagen zum Vorspannen von Schrauben siehe VDI-Richtlinie 2230 Blatt 1).

NCI NA.N.3 Bemessung

(1) Bei der Bemessung der hier behandelten Schweißverbindung braucht wegen der geringen Energieeinbringung eine WEZ im üblichen Sinn und Ausmaß (siehe DIN EN 1999-1-1:2014-03, 6.1.6) nicht berücksichtigt zu werden. Vom Wärmeeinfluss betroffen ist nur eine dünne Zone im Schweißübergangsbereich vom Bolzen zum Grundwerkstoff.

(2) Für die Bemessung des nicht wärmebeeinflussten Bolzenmaterials sind als charakteristische Werte die Werte der Tabelle NA.N.2 anzusetzen.

Tabelle NA.N.2 — Charakteristische Werte des nicht wärmebeeinflussten Bolzenmaterials

Werkstoff/Zustand	EN AW-5754(AlMg3) H12	EN AW-1050A(Al99,5) H14
f_{ub}	230 N/mm ²	100 N/mm ²

(3) Die charakteristischen Werte $F_{tb,Rk}$ der durch die Fügezone übertragbaren Zugkräfte sind in Tabelle NA.N.3 angegeben. Diese Werte sind durch eine Verfahrensprüfung abzusichern, bei der bestimmte Mindestwerte für den Mittelwert der Bruchlast nachgewiesen werden müssen und ein Maximalwert des Variationskoeffizienten nicht überschritten werden darf. Der Bemessungswert $F_{tb,Rd}$ ergibt sich aus $F_{tb,Rk}$ zu $F_{tb,Rd} = k_2 F_{tb,Rk} / \gamma_2$ mit dem Sicherheitsbeiwert γ_2 nach DIN EN 1999-1-1 und k_2 für Aluminiumschrauben nach DIN EN 1999-1-1:2014-03, Tabelle 8.5, in Verbindung mit Gleichung (8.17).

Tabelle NA.N.3 — Charakteristische Werte $F_{tb,Rk}$ der durch die Fügezone übertragbaren Zugkräfte

$F_{tb,Rk}$	Bolzendurchmesser 4 mm	Bolzendurchmesser 5 mm	Bolzendurchmesser 6 mm
EN AW-5754 H12	1 680 N	2 710 N	3 840 N
EN AW-1050 H14	800 N	1 300 N	1 840 N

4) Siehe auch DIN 18516-1:2010-06, 6.3.2: "Wird das Bekleidungsselement durch mehrere Befestigungselemente gehalten, dürfen für den vertikalen Lastabtrag nur Befestigungselemente an zwei Stellen in Ansatz gebracht werden."

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03

(4) Für die Tragfähigkeit der Fügezone auf Abscheren ist der kleinere $f_{u,haz}$ -Wert der Werkstoffpaarung Bolzen-Grundwerkstoff maßgebend. Der $f_{u,haz}$ -Wert für den Grundwerkstoff ist Tabelle 3.2a oder Tabelle 3.2.b von DIN EN 1999-1-1:2014-03 zu entnehmen⁵⁾. Für den $f_{ub,haz}$ -Wert des Bolzens gelten die Werte in Tabelle NA.N.4.

Tabelle NA.N.4 — $f_{ub,haz}$ -Wert des Bolzens

Werkstoff/Zustand	EN AW-5754(A1Mg3) H12	EN AW-1050A(A199,5) H14
$f_{ub,haz}$	180 N/mm ²	60 N/mm ²

Der Bemessungswert $F_{v,Rd}$ der Abscherkraft ergibt sich nach Gleichung (8.9) von DIN EN 1999-1-1:2014-03 aus dem maßgebenden $f_{u,haz}$ -Wert und der Bolzenfläche $A = (\pi/4) d_b^2$.

(5) In der Fügezone ist die Tragfähigkeit nachgewiesen, wenn Bedingung (NA.N.1) erfüllt ist.

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (\text{NA.N.1})$$

(6) Der Nachweis für den Bolzen auf Zug und Abscheren ist nach DIN EN 1999-1-1:2014-03 mit der Bedingung (8.20) sowie den Gleichungen (8.9) und (8.17) zu führen. Dabei ist f_{ub} nach Tabelle NA.N.2 als charakteristischer Wert einzusetzen, und es gelten die Beiwerte für Aluminiumschrauben.

(7) Bei der Ermittlung der Beanspruchbarkeit $B_{p,Rd}$ des Grundwerkstoffs auf Durchstanzen durch Kräfte in Richtung der Bolzenachse ist in Gleichung (8.19) von DIN EN 1999-1-1:2014-03 anstelle von d_m der Nenndurchmesser d_b des Bolzens einzusetzen.

(8) Die unter (5) bis (7) geforderten Nachweise ersetzen nicht Nachweise der Gebrauchstauglichkeit. Falls die Gebrauchstauglichkeit z. B. bei Fassaden durch örtliche plastische Verformungen des Grundmaterials beeinträchtigt werden kann (Störung des visuell wahrnehmbaren Erscheinungsbildes), muss im Einzelfall die Gebrauchstauglichkeit aus der Erfahrung oder aufgrund von Versuchen beurteilt werden.

(9) Für das Bauteil, an das der Bolzen anschließt (Grundwerkstoff), sind alle anderen nach DIN EN 1999-1-1 erforderlichen Tragfähigkeitsnachweise zu führen.

NCI NA.N.4 Qualifizierung des Schweißverfahrens

(1) Das Schweißverfahren und das Schweißpersonal muss für diesen Schweißprozess nach DIN EN ISO 14555 qualifiziert sein.

(2) Abweichend von und ergänzend zu DIN EN ISO 14555:2014-08 gilt:

a) Die in DIN EN ISO 14555 vorgeschriebenen Prüfungen müssen für jedes Bolzenschweißgerät, Arbeitsweise (Kontaktschweißung, Spaltschweißung) und jede Paarung von Schweißbolzen, Werkstoff und Zustand des Grundwerkstoffs nachgewiesen worden sein, und es muss eine entsprechende Schweißanweisung vorliegen. Bei der Verfahrensprüfung ist die Dicke des Grundmaterials so zu wählen,

5) Falls für Legierungen bzw. Zustände, die in DIN EN 1999-1-4 aufgeführt sind, keine $f_{u,haz}$ -Werte in DIN EN 1999-1-1:2014-03, Tabelle 3.2; zu finden sind, ist für $f_{u,haz}$ der Festigkeitswert des Zustandes 0 (weich) zu verwenden – siehe DIN EN 485-2.

dass kein Ausknöpfen erfolgt. Die Qualifikation für eine Blechdicke qualifiziert alle dünneren Blechdicken. Die für eine Schweißanweisung notwendigen Daten dürfen auch aufgrund von Parametern bereits vorliegender Schweißanweisungen festgelegt werden, wenn dies durch Interpolation geschehen kann.

- b) Die Regelungen von DIN EN ISO 14555:2014-08, Anhang A; sind zu beachten.
- c) Für die Prüfung der Zugfestigkeit sind bei der Verfahrensprüfung insgesamt 21 Schweißbolzen zu schweißen und zu prüfen (DIN EN ISO 14555:2014-08, 11.4).
- i) Wenn die Zugprüfung mit Messung der Kraft erfolgt, darf für die Gesamtheit der Bruchlasten der Variationskoeffizient den in Tabelle NA.N.5 angegebenen Grenzwert nicht überschreiten und der Mittelwert muss über dem in Tabelle NA.N.5 angegebenen Wert liegen. Außerdem muss bei mindestens der Hälfte der geprüften Bolzen der Bruch im Bolzen erfolgen.
 - ii) Wenn die Zugprüfung ohne Messung der Bruchlast erfolgt, z. B. nach DIN EN ISO 14555:2014-08, Bild 4, muss die die Bruchlage bei allen Proben im Bolzen liegen. Ein Bruch in der Schweißfuge sowie ein Abstreifen des Gewindes ist nicht zulässig.
- d) Für die Biegeprüfung nach DIN EN ISO 14555:2014-08, 11.3 sind bei der Verfahrensprüfung 10 Schweißbolzen zu schweißen und zu prüfen. Ein Bruch in der Fügezone darf bei keiner der 10 Proben eintreten.

Tabelle NA.N.5 — Grenzwert für Variationskoeffizienten und Mittelwerte

	Max. Variationskoeffizient	Bolzen-durchmesser 4 mm	Bolzen-durchmesser 5 mm	Bolzen-durchmesser 6 mm
EN AW-5754 H12	0,10	2020 N	3260 N	4620 N
EN AW-1050 H14	0,05	880 N	1420 N	2010 N

(3) Im Falle dass für die Verfahrensprüfung kein ausreichend dickes Grundmaterial (gleiche Legierung und gleicher Zustand wie im Anwendungsfall) vorliegt, bei dem ein Durchstanzen ausgeschlossen ist, ist der Nachweis der ausreichenden Tragfähigkeit auf Zug wie folgt zu erbringen: Der beim Durchstanzen gemessene Wert der Zugkraft darf bei keiner der 21 Proben kleiner sein als der Wert $B_{p,R}$ nach Gleichung (NA.N.2).

$$B_{p,R} = 0,6\pi d_b t_p f_u \quad (\text{NA.N.2})$$

Dabei ist d_b der Bolzendurchmesser, t_p die Dicke des Grundwerkstoffs, auf den geschweißt wird, und f_u die vom Werkstoff und dessen Zustand nach DIN EN 1999-1-1:2014-03, Tabelle 3.2a oder 3.2b oder nach DIN EN 1999-1-1:2010-05, Tabelle 3.1 abhängige Festigkeit des Grundwerkstoffs.

Liegt im Grenzfall eine Konstellation vor (abhängig von Geometrie und Festigkeit), bei der bei der Verfahrensprüfung auf Zug wechselnd Ausknöpfen und Bruch im Bolzen oder der Fügezone auftritt, so dürfen die Bruchlasten beim Bolzenbruch und beim Bruch in der Fügezone nicht unter den charakteristischen Wert für die Zugbeanspruchung der Fügezone (siehe Tabelle NA.N.3) liegen. Außerdem muss auch hier bei den Fällen mit Versagen im Bolzen oder der Fügezone in mindestens 50 % dieser Fälle der Bruch im Bolzen erfolgt sein.

DIN EN 1999-1-1/NA:2018-03

Für die Biegeprüfung nach DIN EN ISO 14555:2014-08, 11.3 sind auch im vorliegenden Fall bei der Verfahrensprüfung 10 Schweißbolzen zu schweißen und zu prüfen, entsprechend DIN EN ISO 14555:2014-08, Tabelle 3. Ein Bruch in der Fügezone darf bei keiner der 10 Proben eintreten.

(4) Während der Produktion sind vereinfachte Arbeitsprüfungen (Mindestzahl 3) mit Sicht- und Biegeprüfung nach DIN EN ISO 14555:2014-08, Abschnitt 12, durchzuführen bei:

- a) Arbeitsbeginn in jeder Schicht,
- b) Änderung der Stromquelle/Maschine/Einrichtung,
- c) Wechsel der Werkstoffpaarung (Änderung der WPS nach der gearbeitet werden muss)

(5) Im Übrigen gelten die Festlegungen von DIN EN 1090-3. Es entfallen jedoch

- a) zerstörungsfreie Prüfungen, abgesehen von der Sichtprüfung,
- b) die Regelungen in DIN EN 1090-3:2008-09, 12.4.3.2, Absatz 3, Punkt b) 1).

Zurückgezogen - Withdrawn

NCI Literaturhinweise

DIN 18516-1:2010-06, *Außenwandbekleidungen, hinterlüftet — Teil 1: Anforderungen, Prüfgrundsätze*

DVS 0903:2000-12, *Kondensatorentladungs-Bolzenschweißen mit Spitzenzündung*⁶⁾

zurückgezogen - withdrawn

6) Zu beziehen bei: Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin.

DIN EN 1999-1-4/NA**DIN**

ICS 91.010.30; 91.080.17

Ersatz für
DIN EN 1999-1-4/NA:2010-12

**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken –
Teil 1-4: Kaltgeformte Profiltafeln**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 9: Design of aluminium structures –
Part 1-4: Cold-formed structural sheeting

Annexe national –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 9: Calcul des structures en aluminium –
Partie 1-4: Les structures à plaques formées à froid

Gesamtumfang 4 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

DIN EN 1999-1-4/NA:2017-10

Vorwort

Dieses Dokument wurde vom NA 005-08-07 AA „Aluminiumkonstruktionen unter vorwiegend ruhender Belastung (SpA CEN/TC 250/SC 9 + CEN/TC 135)“ erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1999-1-4:2010-05, *Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken — Teil 1-4: Kaltgeformte Profiltafeln* und DIN EN 1999-1-4/A1:2011-11.

Die Europäische Norm EN 1999-1-4 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: *Nationally determined parameters*, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1.

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1999-1-4:2010-05 und DIN EN 1999-1-4/A1:2011-11.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1999-1-4/NA:2010-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Hinweis zu Bild 8.1 (Änderung A1) aufgenommen,
- b) NDP zu A.1(1) Anmerkung 2 angepasst.

Frühere Ausgaben

DIN 18807-6: 1995-09
DIN 18807-7: 1995-09
DIN 18807-8: 1995-09
DIN EN 1993-1-4/NA: 2010-12

1 Anwendungsbereich

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen für die Bemessung kaltgeformter Profiltafeln, die bei der Anwendung von DIN EN 1999-1-4:2010-05 und DIN EN 1999-1-4/A1:2011-11 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1999-1-4:2010-05 und DIN EN 1999-1-4/A1:2011-11.

2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1999-1-4:2010-05

2.1 Allgemeines

DIN EN 1999-1-4:2010-05 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP, en: *Nationally determined parameters*).

- 2(3)
- 2(4)
- 2(5)
- 3.1(3)
- 7.3(3)
- A.1(1)
- A.3.4(3)

2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1999-1-4:2010-05.

NDP zu 2(3) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen für γ_{M1} , γ_{M2} und γ_{M3} .

NDP zu 2(4) Anmerkung

Es gelten die Empfehlungen für $\gamma_{M,ser}$.

NDP zu 2(5) Anmerkung 1

Es werden keine Festlegungen getroffen.

NDP zu 3.1(3) Anmerkung

Es sind nur die in Tabelle 3.1 genannten Aluminiumlegierungen zulässig.

NDP zu 7.3(3) Anmerkung

Es werden keine Festlegungen getroffen.

DIN EN 1999-1-4/NA:2017-10**NCI zu 8.1(5), Bild 8.1**

Für die Rand- und Lochabstände nach Bild 8.1 dürfen die Werte nach Tabelle NA.8.0a verwendet werden. Bei Einhaltung der Regelabstände dürfen die Beanspruchbarkeiten auf Lochleibung nach 8.2.2.1 und 8.3.2.1 voll ausgenutzt werden. Wenn die Regelabstände nach Tabelle NA.8.0a unterschritten und die Mindestabstände eingehalten werden, sind die Beanspruchbarkeiten auf Lochleibung nach 8.2.2.1 und 8.3.2.1 mit den Faktoren nach Tabelle NA.8.0b abzumindern.

Tabelle NA.8.0a — Rand- und Lochabstände von Verbindungselementen

	Regelabstand	Mindestabstand
	100 % Ausnutzung	66 % Ausnutzung
$p_1 \geq$	3 d	2,4 d
$p_2 \geq$	3 d	2,4 d
$e_1 \geq$	2 d	1,5 d
$e_2 \geq$	1,5 d	1,2 d

Tabelle NA.8.0b — Abminderungsfaktoren für die Beanspruchbarkeiten auf Lochleibung nach Abschnitt 8.2.2.1 und 8.3.2.1

Schraube	am Rand liegend	Innenliegend
Abstand in Krafrichtung	$(2(e_1/d) - 1)/3$	$0,56(p_1/d) - 0,68$
Abstand rechtwinklig zur Krafrichtung	$1,12(e_2/d) - 0,68$	$0,56(p_2/d) - 0,68$

NDP zu A.1(1) Anmerkung 2

Die in DIN EN 1999-1-4:2010-05, A.2, beschriebene Versuchsdurchführung gilt nur für Trapezprofile und Wellprofile. Für die Versuchsdurchführung und Versuchsauswertung ist zusätzlich DIN 18807-7:1995-09 zu berücksichtigen.

Für die Verwendung von Versuchsergebnissen nach Anhang A können die Bekanntmachung über die technischen Baubestimmungen und andere bauaufsichtlichen Regelungen weitere Anforderungen, z. B. die Forderung eines bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweises, enthalten.

NDP zu A.1(1) Anmerkung 3

Es werden keine Festlegungen getroffen.

NDP zu A.3.4(3) Anmerkung

Die γ_M - und γ_{sys} -Werte sind im bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis festzulegen.