

Niedersächsisches Ministerialblatt

60. (65.) Jahrgang

Hannover, den 22. 10. 2010

Nummer 39 a

1. ANLAGENBAND

zur

**Liste der Technischen Baubestimmungen
— Fassung August 2010 —**

DIN 1053-100

DIN 1054/A1

DIN EN 1337-1

DIN EN 12812

DIN EN ISO 17660-1

DIN EN ISO 17660-1; Berichtigung 1

DIN EN ISO 17660-2

DIN EN ISO 17660-2; Berichtigung 1

DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“

Die hier abgedruckten Technischen Baubestimmungen sind nur in Verbindung mit dem RdErl. des MS vom 30. 9. 2010 (Nds. MBl. S. 987) zu verwenden.

— DIN 1053-100: Mauerwerk; Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes	1
— DIN 1054/A1: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau; Änderung A1	40
— DIN EN 1337-1: Lager im Bauwesen; Teil 1: Allgemeine Regelungen	45
— DIN EN 12812: Traggerüste – Anforderungen, Bemessung und Entwurf.	77
— DIN EN ISO 17660-1: Schweißen von Betonstahl; Teil 1: Tragende Schweißverbindungen	125
— DIN EN ISO 17660-1; Berichtigung 1	169
— DIN EN ISO 17660-2: Schweißen von Betonstahl; Teil 2: Nichttragende Schweißverbindungen	171
— DIN EN ISO 17660-2; Berichtigung 1	193
— DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“	195

DIN 1053-100

ICS 91.080.30

Ersatz für
DIN 1053-100:2006-08**Mauerwerk –
Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen
Sicherheitskonzepts**

Masonry –

Part 100: Design on the basis of semi-probabilistic safety concept

Maçonneries –

Partie 100: Calcul à base d'une conception de sécurité semi-probabiliste

Gesamtumfang 39 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN 1053-100:2007-09**Inhalt**

Seite

Vorwort	5
1 Anwendungsbereich	6
2 Normative Verweisungen	6
3 Begriffe	7
4 Bautechnische Unterlagen	7
5 Sicherheitskonzept	7
5.1 Allgemeines	7
5.2 Einwirkungen	7
5.3 Tragwiderstand	8
5.4 Begrenzung der planmäßigen Exzentrizitäten	8
6 Mauerwerksfestigkeiten	8
6.1 Allgemeines	8
6.2 Charakteristische Druckfestigkeit	8
7 Baustoffe	9
8 Vereinfachtes Berechnungsverfahren	9
8.1 Allgemeines	9
8.2 Ermittlung der Schnittgrößen infolge von Lasten	10
8.2.1 Auflagerkräfte aus Decken	10
8.2.2 Knotenmomente	10
8.3 Wind	10
8.4 Räumliche Steifigkeit	11
8.5 Zwängungen	11
8.6 Grundlagen für die Berechnung der Formänderung	12
8.7 Aussteifung und Knicklänge von Wänden	14
8.7.1 Allgemeine Annahmen für aussteifende Wände	14
8.7.2 Knicklängen	15
8.7.3 Schlitze und Öffnungen in Wänden	16
8.8 Mitwirkende Breite von zusammengesetzten Querschnitten	17
8.9 Bemessung mit dem vereinfachten Verfahren — Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit	17
8.9.1 Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung	17
8.9.2 Nachweis der Knicksicherheit bei größeren Exzentrizitäten	21
8.9.3 Einzellasten und Teilflächenpressung	21
8.9.4 Zug- und Biegezugbeanspruchung	22
8.9.5 Schubbeanspruchung	24
9 Genaueres Berechnungsverfahren — Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit	25
9.1 Allgemeines	25
9.2 Ermittlung der Schnittgrößen infolge von Lasten	25
9.2.1 Auflagerkräfte aus Decken	25
9.2.2 Knotenmomente	25
9.2.3 Vereinfachte Berechnung der Knotenmomente	25
9.2.4 Begrenzung der Knotenmomente	26
9.2.5 Wandmomente	26
9.3 Wind	26
9.4 Räumliche Steifigkeit	26
9.5 Zwängungen	27
9.6 Grundlagen für die Berechnung der Formänderungen	27
9.7 Aussteifung und Knicklänge von Wänden	27

	Seite
9.7.1 Allgemeine Annahmen für aussteifende Wände.....	27
9.7.2 Knicklängen	27
9.7.3 Schlitze und Öffnungen in Wänden.....	27
9.8 Mittragende Breite von zusammengesetzten Querschnitten.....	27
9.9 Bemessung mit dem genaueren Verfahren — Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	28
9.9.1 Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung	28
9.9.2 Nachweis der Knicksicherheit	29
9.9.3 Einzellasten und Teilflächenpressung	29
9.9.4 Zug- und Biegezugbeanspruchung	30
9.9.5 Schubbeanspruchung.....	30
10 Kellerwände ohne Nachweis auf Erddruck.....	31
Anhang A (normativ) Sicherheitskonzept	34
A.1 Allgemeines	34
A.2 Einwirkungen	34
A.3 Tragwiderstand	35
A.4 Grenzzustände der Tragfähigkeit	35
Anhang B (normativ) Bemessung von Natursteinmauerwerk	37
B.1 Allgemeines	37
B.2 Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung	38
B.3 Zug- und Biegezugfestigkeit	39
B.4 Schubfestigkeit.....	39
 Tabellen	
Tabelle 1 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Baustoffeigenschaften	8
Tabelle 2 — Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens	9
Tabelle 3 — Verformungskennwerte für Kriechen, Schwinden, Temperaturänderung sowie Elastizitätsmoduln.....	13
Tabelle 4 — Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Normalmörtel.....	18
Tabelle 5 — Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Dünnbett- und Leichtmörtel.....	19
Tabelle 6 — Abgeminderte Haftscherfestigkeit f_{vk0} in N/mm ²	23
Tabelle 7 — Höchstwerte der Zugfestigkeit max. f_{x2} parallel zur Lagerfuge in N/mm ²	23
Tabelle 8 — Höchstwerte der Schubfestigkeit max. f_{vk} im vereinfachten Nachweisverfahren in N/mm ²	23
Tabelle 9 — Reduzierung der Knicklänge bei Wänden mit flächig aufgelagerten Massivdecken	27
Tabelle 10 — N_o , l_{im} , d für Kellerwände ohne rechnerischen Nachweis	33
Tabelle A.1 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für Einwirkungen in Tragwerken für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen	34
Tabelle A.2 — Kombinationsbeiwerte ψ_0 , ψ_1 , ψ_2	36
Tabelle B.1 — Charakteristische Druckfestigkeit f_{bk} der Gesteinsarten	37
Tabelle B.2 — Anhaltswerte zur Güteklasseneinstufung von Natursteinmauerwerk	38
Tabelle B.3 — Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Natursteinmauerwerk mit Normalmörtel	39

DIN 1053-100:2007-09

Seite

Bilder

Bild 1 — Mindestlänge der aussteifenden Wand.....	14
Bild 2 — Darstellung der Größen b und b' für drei- und vierseitig gehaltene Wände	16
Bild 3 — Zulässige rechnerische Randdehnung bei Windscheiben	20
Bild 4 — Vereinfachende Annahmen zur Berechnung von Knoten- und Wandmomenten	26
Bild 5 — Teilflächenpressungen	30
Bild 6 — Bereich der Schubtragfähigkeit bei Scheibenschub.....	31
Bild 7 — Lastannahmen für Kellerwände.....	32
Bild B.1 — Darstellung der Anhaltswerte nach Tabelle B.2	38

Vorwort

Diese Norm wurde vom Normenausschuss Bauwesen (NABau), Fachbereich 06 „Mauerwerksbau“, Arbeitsausschuss NA 005-06-30 AA „Rezept- und Ingenieurmauerwerk“ erarbeitet.

DIN 1053 *Mauerwerk* besteht aus:

- *Teil 1: Berechnung und Ausführung*
- *Teil 2: Mauerwerksfestigkeitsklassen aufgrund von Eignungsprüfungen*
- *Teil 3: Bewehrtes Mauerwerk — Berechnung und Ausführung*
- *Teil 4: Fertigbauteile*
- *Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts*

Mit DIN 1053-100 wird ein Bemessungsverfahren für Mauerwerk nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept bereitgestellt. Die in DIN 1053-1 enthaltenen Bemessungsgleichungen sind auf das semiprobabilistische Konzept umgestellt worden. Zusätzlich wurde der rechteckige Spannungsblock anstelle einer linearen Spannungsverteilung im Querschnitt eingeführt.

Änderungen

Gegenüber DIN 1053-100:2006-08 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) in 8.9.1.2 Absatz vor Bild 3 geändert;
- b) Symbole in Bild 3 und in der Legende zu Bild 3 geändert;
- c) in Tabelle 7 Steinfestigkeitsklassen 10 und 16 ergänzt;
- d) in 8.9.5.2 und 9.9.5.2 Erläuterung von f_{vk0} ergänzt;
- e) in Gleichung (35) Grenzwert für die charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit korrigiert.

Frühere Ausgaben

DIN 1053-100: 2004-08, 2006-08

DIN 1053-100:2007-09**1 Anwendungsbereich**

Diese Norm gilt für die Berechnung von Mauerwerk aus künstlichen und natürlichen Steinen nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept. Mauerwerk nach dieser Norm darf entweder nach dem vereinfachten Verfahren (Voraussetzungen siehe 8.1) oder nach dem genaueren Verfahren (siehe Abschnitt 9) berechnet werden.

Innerhalb eines Bauwerkes, das nach dem vereinfachten Verfahren berechnet wird, dürfen einzelne Bauteile nach dem genaueren Verfahren bemessen werden.

Bei der Wahl der Bauteile sind auch die Funktionen der Wände hinsichtlich des Wärme-, Schall-, Brand- und Feuchteschutzes zu beachten.

Für Bauteile, Konstruktionsdetails, Ausführung und Eignungsprüfungen sowie Kontrollen und Güteprüfungen auf der Baustelle gilt DIN 1053-1.

2 Normative Verweisungen

Die folgenden zitierten Dokumente sind für die Anwendung dieses Dokuments erforderlich. Bei datierten Verweisungen gilt nur die zitierte Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

DIN 105-5, *Mauerziegel — Leichtlanglochziegel und Leichtlangloch-Ziegelplatten*

DIN 1045-1, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 1: Bemessung und Konstruktion*

DIN 1053-1:1996-11, *Mauerwerk — Teil 1: Berechnung und Ausführung*

Reihe DIN 1055, *Lastannahmen für Bauten*

DIN 1055-100:2001-03, *Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*

DIN 1057-1, *Baustoffe für freistehende Schornsteine — Radialziegel — Anforderungen, Prüfung, Überwachung*

DIN 18554-1, *Prüfung von Mauerwerk — Ermittlung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls*

DIN V 105-100, *Mauerziegel — Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 106, *Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 4165-100, *Porenbetonsteine — Teil 100: Plansteine und Planelemente mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 18151-100, *Hohlblöcke aus Leichtbeton — Teil 100: Hohlblöcke mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 18152-100, *Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton — Teil 100: Vollsteine und Vollböcke mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 18153-100, *Mauersteine aus Beton (Normalbeton) — Teil 100: Mauersteine mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 20000-401, *Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken — Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2005-05*

DIN V 20000-402, *Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken — Teil 402: Regeln für die Verwendung von Kalksandsteinen nach DIN EN 771-2:2005-05*

DIN V 20000-403, *Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken — Teil 403: Regeln für die Verwendung von Mauersteinen aus Beton nach DIN EN 771-3:2005-05*

DIN V 20000-404, *Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken — Teil 404: Regeln für die Verwendung von Porenbetonsteinen nach DIN EN 771-4:2005-05*

DIN EN 771-1, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 1: Mauerziegel*

DIN EN 771-2, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 2: Kalksandsteine*

DIN EN 771-3, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 3: Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen)*

DIN EN 771-4, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 4: Porenbetonsteine*

DIN EN 1926, *Prüfverfahren von Naturstein — Bestimmung der Druckfestigkeit*

3 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die Begriffe nach DIN 1053-1.

4 Bautechnische Unterlagen

Es gilt DIN 1053-1:1996-11, Abschnitt 3.

5 Sicherheitskonzept

5.1 Allgemeines

Mauerwerk ist in der Regel im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen. In diesem Zustand muss sichergestellt sein, dass der Bemessungswert der Beanspruchungen E_d in einem Querschnitt den Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d dieses Querschnittes nicht überschreitet. Die Bemessungswerte des Tragwiderstandes R_d sind die durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M dividierten und gegebenenfalls mit einem Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Lastdauer und weiterer Einflüsse multiplizierten charakteristischen Festigkeitswerte. Die Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d ergeben sich aus den charakteristischen Werten E_k multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_F . Einzelheiten zum Teilsicherheitsbeiwert γ_F enthalten Anhang A und DIN 1055-100.

Die wesentlichen Grundlagen des für alle Baustoffe einheitlich geltenden Teilsicherheitskonzeptes enthält DIN 1055-100. Die für Mauerwerk wichtigen Teile werden im Anhang A wiedergegeben.

5.2 Einwirkungen

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen sowie die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte sind DIN 1055 und gegebenenfalls bauaufsichtlichen Ergänzungen und Richtlinien zu entnehmen.

DIN 1053-100:2007-09**5.3 Tragwiderstand**

Grundlage des Tragwiderstandes sind die charakteristischen Werte f_k der Baustoff-Festigkeiten als 5%-Quantilwerte nach 8.9 und 9.9. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M zur Bestimmung des Bemessungswertes des Tragwiderstandes sind Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Baustoffeigenschaften

	γ_M	
	Normale Einwirkungen	Außergewöhnliche Einwirkungen
Mauerwerk	$1,5 \cdot k_0$	$1,3 \cdot k_0$
Verbund-, Zug- und Druckwiderstand von Wandankern und Bändern	2,5	2,5

Dabei ist in Tabelle 1:

k_0 ein Faktor zur Berücksichtigung unterschiedlicher Teilsicherheitsbeiwerte γ_M bei Wänden und „kurzen Wänden“ nach DIN 1053-1:1996-11, 2.3. Es gilt:

$k_0 = 1,0$ für Wände;

$k_0 = 1,0$ für „kurze Wände“, die aus einem oder mehreren ungetrennten Steinen oder aus getrennten Steinen mit einem Lochanteil von weniger als 35 % bestehen und nicht durch Schlitz- oder Aussparungen geschwächt sind;

$k_0 = 1,25$ für alle anderen „kurzen Wände“.

5.4 Begrenzung der planmäßigen Exzentrizitäten

Grundsätzlich dürfen klaffende Fugen infolge der planmäßigen Exzentrizität der einwirkenden charakteristischen Lasten (ohne Berücksichtigung der ungewollten Ausmitte und der Stabauslenkung nach Theorie II. Ordnung) rechnerisch höchstens bis zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnittes entstehen.

6 Mauerwerksfestigkeiten**6.1 Allgemeines**

Die charakteristischen Zug-, Druck- und Schubfestigkeiten von Mauerwerk werden als 5%-Quantilwerte angegeben.

6.2 Charakteristische Druckfestigkeit

Die charakteristische Druckfestigkeit f_k von Mauerwerk ist definiert als Festigkeit, die im Kurzzeitversuch an Prüfkörpern nach DIN 18554-1 gewonnen, als 5%-Quantile ausgewertet und auf die theoretische Schlankheit null bezogen ist.

Für Rezeptmauerwerk (RM) sind die charakteristischen Festigkeiten f_k aus den Tabellen 4 und 5 in Abhängigkeit von den Steinfestigkeitsklassen und den Mörtelgruppen zu entnehmen.

Für Mauerwerk aus Natursteinen gelten die charakteristischen Festigkeiten f_k nach Anhang B.

7 Baustoffe

Es dürfen nur Steine verwendet werden, die DIN V 105-100, DIN 105-5, DIN V 106, DIN 398, DIN 1057-1, DIN V 4165-100, DIN V 18151-100, DIN V 18152-100 und DIN V 18153-100 bzw. DIN EN 771-1 in Verbindung mit DIN V 20000-401, DIN EN 771-2 in Verbindung mit DIN V 20000-402, DIN EN 771-3 in Verbindung mit DIN V 20000-403 und DIN EN 771-4 in Verbindung mit DIN V 20000-404 entsprechen.

Für die Verwendung von Natursteinen gilt Anhang B.

8 Vereinfachtes Berechnungsverfahren

8.1 Allgemeines

Der Nachweis der Standsicherheit darf mit dem gegenüber Abschnitt 9 vereinfachten Verfahren geführt werden, wenn die folgenden und die in Tabelle 2 enthaltenen Voraussetzungen erfüllt sind:

- Gebäudehöhe über Gelände nicht mehr als 20 m.

Als Gebäudehöhe darf bei geneigten Dächern das Mittel von First- und Traufhöhe gelten.

- Stützweite der aufliegenden Decken $l \leq 6,0$ m, sofern nicht die Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierleisten, begrenzt werden; bei zweiachsig gespannten Decken ist für l die kürzere der beiden Stützweiten einzusetzen.

Tabelle 2 — Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens

	Bauteil	Wanddicke d mm	Voraussetzungen lichte Wandhöhe h_s	Nutzlast q_k kN/m ²
1	Innenwände	≥ 115 < 240	$\leq 2,75$ m	≤ 5
2		≥ 240	—	
3	einschalige Außenwände	$\geq 175^a$ < 240	$\leq 2,75$ m	
4		≥ 240	$\leq 12 \cdot d$	
5	Tragschale zweischaliger Außenwände und zweischalige Haustrennwände	$\geq 115^b$ $< 175^b$	$\leq 2,75$ m	$\leq 3^c$
6		≥ 175 < 240		≤ 5
7		≥ 240	$\leq 12 \cdot d$	

^a Bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen vorgesehen sind, auch $d \geq 115$ mm zulässig.

^b Geschossanzahl maximal zwei Vollgeschosse zuzüglich ausgebautes Dachgeschoss; aussteifende Querwände im Abstand $\leq 4,50$ m bzw. Randabstand von einer Öffnung $\leq 2,0$ m.

^c Einschließlich Zuschlag für nichttragende innere Trennwände.

DIN 1053-100:2007-09

Beim vereinfachten Verfahren brauchen bestimmte Beanspruchungen, z. B. Biegemomente aus Deckeneinspannung, ungewollte Exzentrizitäten beim Knicknachweis, Wind auf Außenwände usw., nicht nachgewiesen zu werden, da sie im Sicherheitsabstand, der dem Nachweisverfahren zugrunde liegt, oder durch konstruktive Regeln und Grenzen berücksichtigt sind.

Falls keine größeren planmäßigen Exzentrizitäten auftreten, darf der Nachweis nach 5.4 entfallen.

Ist die Gebäudehöhe größer als 20 m, oder treffen die in diesem Abschnitt enthaltenen Voraussetzungen nicht zu, oder soll die Standsicherheit des Bauwerkes oder einzelner Bauteile genauer nachgewiesen werden, ist der Standsicherheitsnachweis nach Abschnitt 9 zu führen.

8.2 Ermittlung der Schnittgrößen infolge von Lasten**8.2.1 Auflagerkräfte aus Decken**

Die Schnittgrößen sind für die während des Errichtens und im Gebrauch auftretenden, maßgebenden Lastfälle zu berechnen. Bei der Ermittlung der Stützkkräfte, die von einachsig gespannten Platten und Rippendecken sowie von Balken und Plattenbalken auf das Mauerwerk übertragen werden, ist die Durchlaufwirkung bei der ersten Innenstütze stets, bei den übrigen Innenstützen dann zu berücksichtigen, wenn das Verhältnis benachbarter Stützweiten kleiner als 0,7 ist. Alle übrigen Stützkkräfte dürfen ohne Berücksichtigung einer Durchlaufwirkung unter der Annahme berechnet werden, dass die Tragwerke über allen Innenstützen gestoßen und frei drehbar gelagert sind. Tragende Wände unter einachsig gespannten Decken, die parallel zur Deckenspannungsrichtung verlaufen, sind mit einem Deckenstreifen angemessener Breite zu belasten, so dass eine mögliche Lastabtragung in Querrichtung berücksichtigt ist. Die Auflagerkräfte aus zweiachsig gespannten Decken sind der Deckenberechnung zu entnehmen.

8.2.2 Knotenmomente

In Wänden, die als Zwischenaufleger von Decken dienen, brauchen die Biegemomente infolge des Auflagerdrehwinkels der Decken unter den Voraussetzungen des vereinfachten Verfahrens nicht nachgewiesen zu werden. Als Zwischenaufleger in diesem Sinne gelten:

- a) Innenaufleger durchlaufender Decken;
- b) beidseitige Endaufleger von Decken;
- c) Innenaufleger von Massivdecken mit oberer konstruktiver Bewehrung im Auflagerbereich, auch wenn sie rechnerisch auf einer oder auf beiden Seiten der Wand parallel zur Wand gespannt sind.

In Wänden, die als einseitiges Endaufleger von Decken dienen, brauchen die Biegemomente infolge des Auflagerdrehwinkels der Decken unter den Voraussetzungen des vereinfachten Verfahrens nicht nachgewiesen zu werden, da dieser Einfluss im Faktor ϕ_3 nach 8.9.1.3 berücksichtigt ist.

8.3 Wind

Der Einfluss der Windlast rechtwinklig zur Wandebene darf beim Nachweis unter den Voraussetzungen des vereinfachten Verfahrens in der Regel vernachlässigt werden, wenn ausreichende horizontale Halterungen der Wände vorhanden sind. Als solche gelten z. B. Decken mit Scheibenwirkung oder statisch nachgewiesene Ringbalken im Abstand der zulässigen Geschosshöhen nach Tabelle 2.

Unabhängig davon ist die räumliche Steifigkeit des Gebäudes sicherzustellen.

8.4 Räumliche Steifigkeit

Alle horizontalen Kräfte, z. B. Windlasten oder Lasten aus Schrägstellung des Gebäudes, müssen sicher in den Baugrund weitergeleitet werden können. Auf einen rechnerischen Nachweis der räumlichen Steifigkeit darf verzichtet werden, wenn die Geschossdecken als steife Scheiben ausgebildet sind bzw. statisch nachgewiesene, ausreichend steife Ringbalken vorliegen und wenn in Längs- und Querrichtung des Gebäudes eine offensichtlich ausreichende Anzahl von genügend langen aussteifenden Wänden vorhanden ist, die ohne größere Schwächungen und ohne Versprünge bis auf die Fundamente geführt sind.

Ist bei einem Bauwerk nicht von vornherein erkennbar, dass Steifigkeit und Stabilität gesichert sind, so ist ein rechnerischer Nachweis der Standsicherheit der waagerechten und lotrechten Bauteile erforderlich. Dabei sind auch Lotabweichungen des Systems durch den Ansatz horizontaler Kräfte zu berücksichtigen, die sich durch eine rechnerische Schrägstellung des Gebäudes um den im Bogenmaß gemessenen Winkel

$$\alpha_{a1} = \pm \frac{1}{100 \sqrt{h_{\text{ges}}}} \quad (1)$$

ergeben. Für h_{ges} ist die Gebäudehöhe in m über OK Fundament einzusetzen.

Bei Bauwerken, die aufgrund ihres statischen Systems eine Umlagerung der Kräfte erlauben, dürfen bis zu 15 % des ermittelten horizontalen Kraftanteils einer Wand auf andere Wände umverteilt werden.

Bei großer Nachgiebigkeit der aussteifenden Bauteile müssen darüber hinaus die Formänderungen bei der Ermittlung der Schnittgrößen berücksichtigt werden. Dieser Nachweis darf entfallen, wenn die lotrechten aussteifenden Bauteile in der betrachteten Richtung die Bedingungen der folgenden Gleichung erfüllen:

$$h_{\text{ges}} \sqrt{\frac{N_k}{EI}} \leq 0,6 \quad \text{für } n \geq 4$$

$$\leq 0,2 + 0,1 \cdot n \quad \text{für } 1 \leq n < 4 \quad (2)$$

Dabei ist

h_{ges} die Gebäudehöhe über OK Fundament;

N_k die Summe der charakteristischen Werte aller lotrechten Lasten des Gebäudes;

EI die Summe der Biegesteifigkeit aller lotrechten aussteifenden Bauteile im Zustand *I* nach der Elastizitätstheorie in der betrachteten Richtung (für E siehe 8.6);

n die Anzahl der Geschosse.

8.5 Zwängungen

Aus der starren Verbindung von Baustoffen unterschiedlichen Verformungsverhaltens können erhebliche Zwängungen infolge von Schwinden, Kriechen und Temperaturänderungen entstehen, die Spannungsumlagerungen und Schäden im Mauerwerk bewirken können. Das Gleiche gilt bei unterschiedlichen Setzungen. Durch konstruktive Maßnahmen (z. B. ausreichende Wärmedämmung, geeignete Baustoffwahl, zwängungsfreie Anschlüsse, Fugen usw.) ist unter Beachtung von 8.6 sicherzustellen, dass die vorgenannten Einwirkungen die Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit der baulichen Anlage nicht unzulässig beeinträchtigen.

DIN 1053-100:2007-09

8.6 Grundlagen für die Berechnung der Formänderung

Als Bemessungswerte für die Verformungseigenschaften der Mauerwerksarten aus künstlichen Steinen dürfen die in der Tabelle 3 angegebenen Rechenwerte angenommen werden.

Die Verformungseigenschaften der Mauerwerksarten können stark streuen. Der Streubereich ist in Tabelle 3 als Wertebereich angegeben; er kann in Ausnahmefällen noch größer sein. Sofern in den Steinnormen der Nachweis anderer Grenzwerte des Wertebereichs gefordert wird, gelten diese. Müssen Verformungen berücksichtigt werden, so sind die der Berechnung zugrunde liegende Art und Festigkeitsklasse der Steine, die Mörtelart und die Mörtelgruppe anzugeben.

Für die Berechnung der Randdehnung ε_R nach Bild 3 sowie der Knotenmomente nach 9.2.2 dürfen vereinfachend die dort angegebenen Verformungswerte angenommen werden.

Tabelle 3 — Verformungskennwerte für Kriechen, Schwinden, Temperaturänderung sowie Elastizitätsmoduln

Mauersteinart	Endwert der Feuchtedehnung (Schwinden, chemisches Quellen) ^a		Endkriechzahl		Wärmedehnungskoeffizient		Elastizitätsmodul	
	ε_{∞}^a mm/m	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	E^c MN/m ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mauerziegel	0	+ 0,3 bis - 0,2	1,0	0,5 bis 1,5	6	5 bis 7	1 100 f_k	950 bis 1 300 f_k
Kalksandsteine ^d	- 0,2	- 0,1 bis - 0,3	1,5	1,0 bis 2,0	8	7 bis 9	950 f_k	800 bis 1 300 f_k
Leichtbetonsteine	- 0,4	- 0,2 bis - 0,5	2,0	1,5 bis 2,5	10 8 ^e	8 bis 12	1 600 f_k	1 300 bis 1 750 f_k
Betonsteine	- 0,2	- 0,1 bis - 0,3	1,0	—	10	8 bis 12	2 400 f_k	2 000 bis 2 700 f_k
Porenbetonsteine	- 0,2	+ 0,1 bis - 0,3	1,5	1,0 bis 2,5	8	7 bis 9	800 f_k	650 bis 950 f_k

^a Verkürzung (Schwinden): Vorzeichen minus; Verlängerung (chemisches Quellen): Vorzeichen plus
^b $\varphi_{\infty} = \varepsilon_{k,\infty}/\varepsilon_{cl}$; $\varepsilon_{k,\infty}$ Endkriechdehnung; $\varepsilon_{cl} = \sigma/E$
^c E Sekantenmodul aus Gesamtdehnung bei etwa 1/3 der Mauerwerksdruckfestigkeit; charakteristische Druckfestigkeit f_k nach Tabellen 5, 6 und 7
^d Gilt auch für Hüttensteine
^e Für Leichtbeton mit überwiegend Blähton als Zuschlag

DIN 1053-100:2007-09**8.7 Aussteifung und Knicklänge von Wänden****8.7.1 Allgemeine Annahmen für aussteifende Wände**

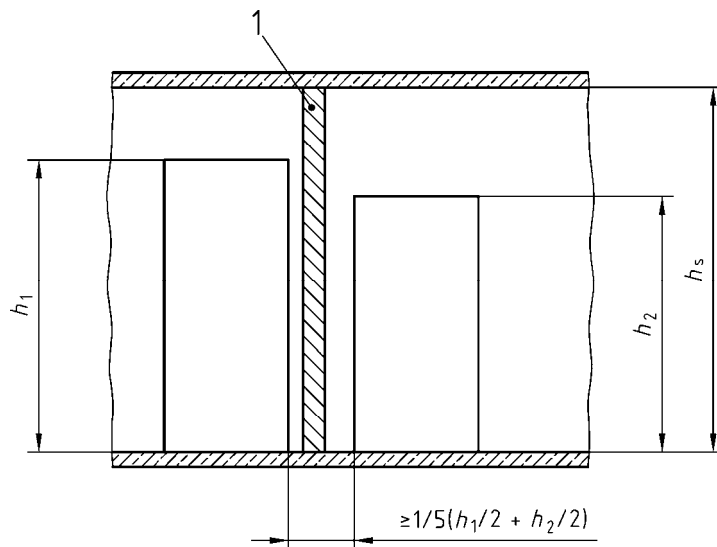
Je nach Anzahl der rechtwinklig zur Wandebene unverschieblich gehaltenen Ränder werden zwei-, drei- und vierseitig gehaltene sowie frei stehende Wände unterschieden. Als unverschiebliche Halterung dürfen horizontal gehaltene Deckenscheiben und aussteifende Querwände oder andere ausreichend steife Bauteile angesehen werden. Unabhängig davon ist das Bauwerk als Ganzes nach 8.4 auszusteifen.

Bei einseitig angeordneten Querwänden darf unverschiebliche Halterung der auszusteifenden Wand nur angenommen werden, wenn Wand und Querwand aus Baustoffen annähernd gleichen Verformungsverhaltens gleichzeitig im Verband hochgeführt werden und wenn ein Abreißen der Wände infolge stark unterschiedlicher Verformung nicht zu erwarten ist, oder wenn die zug- und druckfeste Verbindung durch andere Maßnahmen gesichert ist. Beidseitig angeordnete Querwände, deren Mittelebenen gegeneinander um mehr als die dreifache Dicke der auszusteifenden Wand versetzt sind, sind wie einseitig angeordnete Querwände zu behandeln.

Aussteifende Wände müssen mindestens eine wirksame Länge von $1/5$ der lichten Geschosshöhe h_s und eine Dicke von $1/3$ der Dicke der auszusteifenden Wand, jedoch mindestens 115 mm, haben.

Ist die aussteifende Wand durch Öffnungen unterbrochen, muss die Länge der Wand zwischen den Öffnungen mindestens so groß wie nach Bild 1 sein. Bei Fenstern gilt die lichte Fensterhöhe als h_1 bzw. h_2 .

Bei beidseitig angeordneten, nicht versetzten Querwänden darf auf das gleichzeitige Hochführen der beiden Wände im Verband verzichtet werden, wenn jede der beiden Querwände den vorstehend genannten Bedingungen für aussteifende Wände genügt. Auf Konsequenzen aus unterschiedlichen Verformungen und aus bauphysikalischen Anforderungen ist in diesem Fall besonders zu achten.

**Legende**

1 aussteifende Wand

Bild 1 — Mindestlänge der aussteifenden Wand

8.7.2 Knicklängen

Die Knicklänge h_K von Wänden ist in Abhängigkeit von der lichten Geschosshöhe h_s wie folgt in Rechnung zu stellen:

a) Frei stehende Wände:

$$h_K = 2 \cdot h_s \sqrt{\frac{1 + 2 N_{od} / N_{ud}}{3}} \quad (3)$$

Dabei ist

N_{od} der Bemessungswert der Längskraft am Wandkopf;

N_{ud} der Bemessungswert der Längskraft am Wandfuß.

b) Zweiseitig gehaltene Wände:

Im Allgemeinen gilt:

$$h_K = h_s \quad (4)$$

Bei flächig aufgelagerten Decken, z. B. massiven Plattendecken oder Rippendecken nach DIN 1045-1 mit lastverteilenden Auflagerbalken, darf die Einspannung der Wand in den Decken durch Abminderung der Knicklänge auf

$$h_K = \beta \cdot h_s \quad (5)$$

berücksichtigt werden.

Es gilt vereinfacht:

$\beta = 0,75$ für Wanddicke $d \leq 175$ mm;

$\beta = 0,90$ für Wanddicke $175 \text{ mm} < d \leq 250$ mm;

$\beta = 1,00$ für Wanddicke $d > 250$ mm.

Als flächig aufgelagerte Massivdecken in diesem Sinn gelten auch Stahlbetonbalken- und Rippendecken nach DIN 1045-1 mit Zwischenbauteilen, bei denen die Auflagerung durch Randbalken erfolgt.

Die so vereinfacht ermittelte Abminderung der Knicklänge ist jedoch nur zulässig, wenn keine größeren horizontalen Lasten als die planmäßigen Windlasten rechtwinklig auf die Wände wirken und folgende Mindestauflagertiefen a auf den Wänden der Dicke d gegeben sind:

$d \geq 240$ mm: $a \geq 175$ mm

$d < 240$ mm: $a = d$

c) Dreiseitig gehaltene Wände (mit einem freien vertikalen Rand):

$$h_K = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta \cdot h_s}{3b'} \right)^2} \cdot \beta \cdot h_s \geq 0,3 \cdot h_s \quad (6)$$

DIN 1053-100:2007-09

d) Vierseitig gehaltene Wände:

für $h_s \leq b$:

$$h_K = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta \cdot h_s}{b} \right)^2} \cdot \beta \cdot h_s \quad (7)$$

für $h_s > b$:

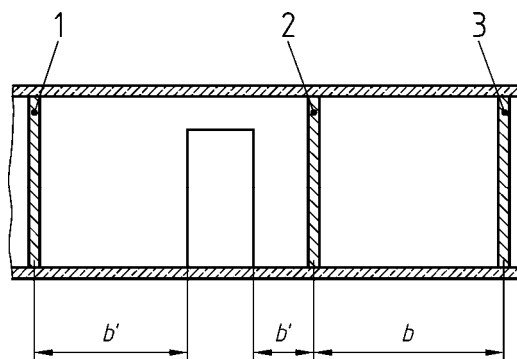
$$h_K = \frac{b}{2} \quad (8)$$

Dabei ist

b', b der Abstand des freien Randes von der Mitte der aussteifenden Wand, bzw. Mittenabstand der aussteifenden Wände nach Bild 2;

β der Abminderungsfaktor der Knicklänge wie bei zweiseitig gehaltenen Wänden.

Ist $b > 30 d$ bei vierseitig gehaltenen Wänden, bzw. $b' > 15 d$ bei dreiseitig gehaltenen Wänden, so darf keine seitliche Festhaltung angesetzt werden. Diese Wände sind wie zweiseitig gehaltene Wände zu behandeln. Hierin ist d die Dicke der gehaltenen Wand. Ist die Wand im Bereich des mittleren Drittels der Wandhöhe durch vertikale Schlitzes oder Aussparungen geschwächt, so ist für d die Restwanddicke einzusetzen oder ein freier Rand anzunehmen. Unabhängig von der Lage eines vertikalen Schlitzes oder einer Aussparung ist an ihrer Stelle ein freier Rand anzunehmen, wenn die Restwanddicke kleiner als die halbe Wanddicke oder kleiner als 115 mm ist.

**Legende**

- 1 auszusteiende Wand
- 2 auszusteiende Wand
- 3 auszusteiende Wand

Bild 2 — Darstellung der Größen b und b' für drei- und vierseitig gehaltene Wände**8.7.3 Schlitzes und Öffnungen in Wänden**

Für die Bemessung gilt DIN 1053-1:1996-11, 8.3. Werden die Bedingungen für ohne Nachweis zulässige Schlitzes und Aussparungen nach DIN 1053-1:1996-11, Tabelle 10 im mittleren Drittel der Wandhöhe nicht eingehalten, so ist für die Wanddicke die Restwanddicke anzusetzen oder ein freier Rand anzunehmen.

Haben Wände Öffnungen, deren lichte Höhe größer als 1/4 der Geschosshöhe oder deren lichte Breite größer als 1/4 der Wandbreite oder deren Gesamtfläche größer als 1/10 der Wandfläche ist, so sind die Wandteile zwischen Wandöffnung und aussteifender Wand als dreiseitig gehalten, die Wandteile zwischen Wandöffnungen als zweiseitig gehalten anzusehen.

8.8 Mitwirkende Breite von zusammengesetzten Querschnitten

Als zusammengesetzt gelten nur Querschnitte, deren Teile aus Steinen gleicher Art, Höhe und Festigkeitsklasse bestehen, die gleichzeitig im Verband mit gleichem Mörtel gemauert werden und bei denen ein Abreißen von Querschnittsteilen infolge stark unterschiedlicher Verformung nicht zu erwarten ist. Querschnittsschwächungen durch Schlitzte sind zu berücksichtigen. Brüstungs- und Sturzmauerwerk dürfen nicht in die mitwirkende Breite einbezogen werden. Die mitwirkende Breite darf nach der Elastizitätstheorie ermittelt werden. Falls kein genauer Nachweis geführt wird, darf die mitwirkende Breite beidseits zu je 1/4 der über dem betrachteten Schnitt liegenden Höhe des zusammengesetzten Querschnitts, jedoch nicht mehr als die vorhandene Querschnittsbreite, angenommen werden.

Die Schubtragfähigkeit des zusammengesetzten Querschnitts ist nach 9.9.5 nachzuweisen.

8.9 Bemessung mit dem vereinfachten Verfahren — Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

8.9.1 Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung

8.9.1.1 Grundlagen der Bemessung

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (9)$$

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft. Hierfür gelten die Gleichungen nach A.3.2.

Im Allgemeinen genügt der Ansatz:

$$N_{Ed} = 1,35 N_{Gk} + 1,5 N_{Qk} \quad (10)$$

In Hochbauten mit Decken aus Stahlbeton, die mit charakteristischen Nutzlasten von maximal 2,5 kN/m² belastet sind, darf vereinfachend angesetzt werden:

$$N_{Ed} = 1,4 (N_{Gk} + N_{Qk}) \quad (11)$$

Im Fall größerer Biegemomente M , z. B. bei Windscheiben, ist auch der Lastfall $\max M + \min N$ zu berücksichtigen. Dabei gilt:

$$\min N_{Ed} = 1,0 N_{Gk} \quad (12)$$

N_{Rd} der Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft. Grundlage ist ein rechteckiger Spannungsbereich, dessen Schwerpunkt mit dem Angriffspunkt der Lastresultierenden übereinstimmt. Für Rechteckquerschnitte gilt:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d \quad (13)$$

Dabei ist

A die Gesamtfläche des Querschnitts. Gemauerte Querschnitte, deren Flächen kleiner als 400 cm² sind, sind als tragende Teile unzulässig. Beim Nachweis, dass dieser Mindestquerschnitt eingehalten ist, sind alle Schlitzte und Aussparungen zu berücksichtigen;

DIN 1053-100:2007-09

f_d der Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks;

$$f_d = \eta \cdot f_k / \gamma_M$$

η der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeitwirkung und weiterer Einflüsse; η ist im Allgemeinen mit 0,85 anzunehmen; in begründeten Fällen, z. B. Kurzzeitbelastung, dürfen auch größere Werte für η (mit $\eta \leq 1$) eingesetzt werden; bei außergewöhnlichen Einwirkungen gilt generell $\eta = 1$;

f_k die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks nach den Tabellen 4 und 5;

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 1;

Φ der Abminderungsfaktor nach 8.9.1.2 und 8.9.1.3 zur Berücksichtigung der Schlankheit der Wand und von Lastexzentrizitäten.

Tabelle 4 — Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Normalmörtel

Steinfestigkeitsklasse	Druckfestigkeit f_k in N/mm ² von Mauerwerk mit Normalmörtel der Mörtelgruppe				
	I	II	IIa	III	IIIa
2	0,9	1,5	1,5 ^a	—	—
4	1,2	2,2	2,5	2,8	—
6	1,5	2,8	3,1	3,7	—
8	1,8	3,1	3,7	4,4	—
10	2,2	3,4	4,4	5,0	—
12	2,5	3,7	5,0	5,6	6,0
16	2,8	4,4	5,5	6,6	7,7
20	3,1	5,0	6,0	7,5	9,4
28	—	5,6	7,2	9,4	11,0
36	—	—	—	11,0	12,5
48	—	—	—	12,5 ^b	14,0 ^b
60	—	—	—	14,0 ^b	15,5 ^b

^a $f_k = 1,8$ N/mm² bei Außenwänden mit Dicken ≥ 300 mm. Diese Erhöhung gilt jedoch nicht für den Nachweis der Auflagerpressung nach 8.9.3.

^b Die Werte $f_k \geq 11,0$ N/mm² enthalten einen zusätzlichen Sicherheitsbeiwert zwischen 1,0 und 1,17 wegen Gefahr von Sprödbruch.

Tabelle 5 — Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Dünnbett- und Leichtmörtel

Steinfestigkeitsklasse	Druckfestigkeit f_k in N/mm ² von Mauerwerk mit		
	Dünnbettmörtel ^a	Leichtmörtel	
		LM 21	LM 36
2	1,8	1,5 (1,2) ^b	1,5 (1,2) ^b (1,8) ^c
4	3,4	2,2 (1,5) ^d	2,5 (2,2) ^e
6	4,7	2,2	2,8
8	6,2	2,5	3,1
10	6,6	2,7	3,3
12	6,9	2,8	3,4
16	8,5	2,8	3,4
20	10,0	2,8	3,4
28	11,6	2,8	3,4

^a Anwendung nur bei Porenbeton-Plansteinen nach DIN V 4165-100 bzw. DIN EN 771-4 in Verbindung mit DIN V 20000-404 und bei Kalksand-Plansteinen. Die Werte gelten für Vollsteine. Für Kalksand-Lochsteine und Kalksand-Hohlblocksteine nach DIN V 106 bzw. DIN EN 771-2 in Verbindung mit DIN V 20000-402 gelten die entsprechenden Werte der Tabelle 4 bei Mörtelgruppe III bis Steinfestigkeitsklasse 20.

^b Für Mauerwerk mit Mauerziegeln nach DIN V 105-100 bzw. DIN EN 771-1 in Verbindung mit DIN V 20000-401 gilt $f_k = 1,2$ N/mm².

^c $f_k = 1,8$ N/mm² bei Außenwänden mit Dicken ≥ 300 mm. Diese Erhöhung gilt jedoch nicht für den Fall der Fußnote b und nicht für den Nachweis der Auflagerpressung nach 8.9.3.

^d Für Kalksandsteine nach DIN V 106 bzw. DIN EN 771-2 in Verbindung mit DIN V 20000-402 der Rohdichteklasse $\geq 0,9$ und Mauerziegel nach DIN V 105-100 bzw. DIN EN 771-1 in Verbindung mit DIN V 20000-401 gilt $f_k = 1,5$ N/mm².

^e Für Mauerwerk mit den in Fußnote d genannten Mauersteinen gilt $f_k = 2,2$ N/mm².

8.9.1.2 Abminderungsfaktor Φ_1 bei vorwiegend biegebeanspruchten Querschnitten

Bei vorwiegend biegebeanspruchten Querschnitten, insbesondere bei Windscheiben, gilt

$$\Phi = \Phi_1 = 1 - 2e/b \quad (14)$$

Dabei ist

b die Länge der Windscheibe bei Scheibenbeanspruchung bzw. $b = d$ bei Plattenbeanspruchung, wobei d die Wanddicke ist;

e die Exzentrizität der Last; $e = M_{Ed}/N_{Ed}$;
zum Lastfall max. M + min. N siehe auch 8.9.1.1, Gleichung (12);

M_{Ed} der Bemessungswert des Biegemomentes; $M_{Ed} = \gamma_F \cdot M_{Ek}$;

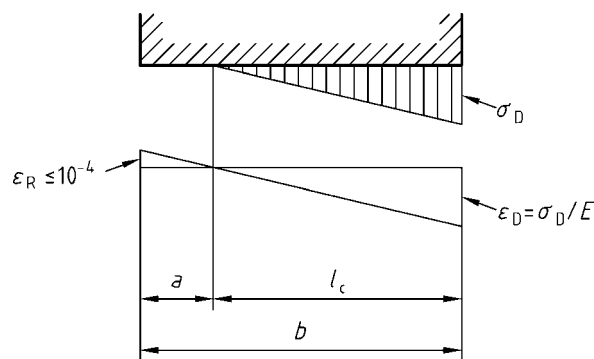
bei Windscheiben gilt $M_{Ed} = 1,5 \cdot H_{Wk} \cdot h_W$;

eventuell vorhandene Exzentrizitäten der Normalkraft sind zusätzlich zu berücksichtigen;

DIN 1053-100:2007-09

H_{Wk}	der charakteristische Wert der resultierenden Windlast, bezogen auf den nachzuweisenden Querschnitt;
h_W	der Hebelarm von H_{Wk} , bezogen auf den nachzuweisenden Querschnitt;
N_{Ed}	der Bemessungswert der Normalkraft im nachzuweisenden Querschnitt nach Gleichung (10), (11) oder (12).

Bei Exzentrizitäten $e > b/6$ bzw. $e > d/6$ sind rechnerisch klaffende Fugen vorausgesetzt. Für seltene Bemessungssituationen nach DIN 1055-100:2001-03, 10.4, (1)a ist bei Windscheiben mit $e > b/6$ zusätzlich nachzuweisen, dass die rechnerische Randdehnung aus der Scheibenbeanspruchung auf der Seite der Klaffung $\varepsilon_R = \varepsilon_D \cdot a / l_c$ den Wert $\varepsilon_{Rk} = 10^{-4}$ nicht überschreitet (siehe Bild 3). Der Elastizitätsmodul für Mauerwerk darf hierfür zu $E = 1\,000 f_k$ angenommen werden. Der Nachweis darf für häufige Bemessungssituationen nach DIN 1055-100:2001-03, 10.4, (1)b geführt werden, wenn auf den Ansatz der Haftscherfestigkeit f_{vk0} bei der Ermittlung der Schubfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit verzichtet wird.

**Legende**

b	Länge der Windscheibe
σ_D	Kantenpressung auf Basis eines linear-elastischen Stoffgesetzes
ε_D	rechnerische Randstauchung
ε_R	rechnerische Randdehnung

Bild 3 — Zulässige rechnerische Randdehnung bei Windscheiben**8.9.1.3 Abminderungsfaktoren ϕ_2 und ϕ_3 bei geschosshohen Wänden**

Zur Berücksichtigung der Traglastminderung bei Knickgefahr nach 8.9.1.1 gilt

$$\phi = \phi_2 = 0,85 - 0,001\,1 \cdot (h_k/d)^2 \quad (15)$$

Dabei ist

h_k die Knicklänge nach 8.7.2;

d die Dicke des Querschnitts.

Schlankheiten $h_k/d > 25$ sind unzulässig.

Zur Berücksichtigung der Traglastminderung durch den Deckendrehwinkel bei Endauflagern auf Außen- oder Innenwänden gilt:

Für Deckenstützweiten $l \leq 4,20$ m: $\Phi = \Phi_3 = 0,9$

Für $4,20 \text{ m} < l \leq 6,0$ m: $\Phi = \Phi_3 = 1,6 - l/6 \leq 0,9$ für $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$ (16)

$\Phi = \Phi_3 = 1,6 - l/5 \leq 0,9$ für $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ (17)

Dabei ist

l die Deckenstützweite nach 8.1, in m.

Bei Decken über dem obersten Geschoss, insbesondere bei Dachdecken, gilt

$\Phi = \Phi_3 = 1/3$ für alle Werte von l .

Hierbei sind rechnerisch klaffende Fugen vorausgesetzt.

Wird die Traglastminderung infolge Deckendrehwinkel durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierleisten, vermieden, so gilt unabhängig von der Deckenstützweite $\Phi_3 = 1,0$.

Für die Bemessung maßgebend ist der kleinere der Werte Φ_2 und Φ_3 .

8.9.1.4 Außergewöhnliche Einwirkung auf Wände

Bei zweiseitig gehaltenen Wänden mit Wanddicken $d < 175$ mm und mit Schlankheiten $h_k/d > 12$ und mit Wandbreiten $< 2,0$ m ist der Einfluss einer ungewollten horizontalen Einzellast $H = 0,5$ kN, die als außergewöhnliche Einwirkung A_d in halber Geschosshöhe angreift, nachzuweisen. Sie darf als Linienlast über die Wandbreite gleichmäßig verteilt werden. Der Bemessungswert der Einwirkungen für die außergewöhnliche Bemessungssituation ist nach Anhang A, Gleichung (A.3) zu ermitteln. Der Nachweis darf jedoch entfallen, wenn Gleichung (32) eingehalten ist.

8.9.2 Nachweis der Knicksicherheit bei größeren Exzentrizitäten

Der Faktor Φ_2 nach 8.9.1.3 berücksichtigt im vereinfachten Verfahren die ungewollte Ausmitte und die Verformung nach Theorie II. Ordnung. Dabei ist vorausgesetzt, dass in halber Geschosshöhe nur Biegemomente aus Knotenmomenten nach 8.2.2 und aus Windlasten auftreten. Greifen größere horizontale Lasten an oder werden vertikale Lasten mit größerer planmäßiger Exzentrizität eingeleitet, so ist der Knicksicherheitsnachweis nach 9.9.2 zu führen. Ein Versatz der Wandachsen infolge einer Änderung der Wanddicken gilt dann nicht als größere Exzentrizität, wenn der Querschnitt der dickeren tragenden Wand den Querschnitt der dünneren tragenden Wand umschreibt.

8.9.3 Einzellasten und Teilflächenpressung

8.9.3.1 Einzellasten auf Mauerwerk

Werden Wände durch Einzellasten belastet, so ist die Aufnahme der Spaltzugkräfte konstruktiv sicherzustellen. Dies kann bei sorgfältig ausgeführtem Mauerwerksverband als gegeben angenommen werden. Die Spaltzugkräfte können auch durch Bewehrung oder Stahlbetonkonstruktionen aufgenommen werden.

Ist die Aufnahme der Spaltzugkräfte konstruktiv gesichert, so darf die Druckverteilung unter den konzentrierten Lasten innerhalb des Mauerwerks unter 60° angesetzt werden. Der höher beanspruchte Wandbereich darf in höherer Mauerwerksfestigkeit ausgeführt werden. 8.5 ist dabei zu beachten.

DIN 1053-100:2007-09

Wird nur die Teilfläche A_1 (Übertragungsfläche, siehe Bild 5) eines Mauerwerksquerschnittes durch eine Einzellast F_d , z. B. unter Balken, Unterzügen, Stützen usw., mittig oder ausmittig belastet, dann darf A_1 mit folgender Teilflächenpressung σ_{1d} belastet werden:

$$\sigma_{1d} = F_d / A_1 \leq \alpha \cdot \eta \cdot f_k / \gamma_M \quad (18)$$

Im Allgemeinen gilt $\alpha = 1,0$. Vergrößerte Werte α siehe 8.9.3.2. Zur Größe von η siehe 8.9.1.1.

f_k folgt aus Tabellen 4 oder 5, γ_M aus Tabelle 1.

Dieser Nachweis ersetzt nicht den Nachweis der gesamten Wand und ihrer Knicksicherheit.

8.9.3.2 Vergrößerter Wert der Teilflächenpressung

Der Wert α nach Gleichung (18) darf auf $\alpha = 1,3$ vergrößert werden, wenn folgende Voraussetzungen nach Bild 5 eingehalten sind:

- Teilfläche $A_1 \leq 2 d^2$, wobei d die Wanddicke ist.
- Exzentrizität e des Schwerpunktes der Teilfläche: $e < d/6$.
- Abstand a_1 der Teilfläche vom Rand der Wand größer als die dreifache Länge l_1 der Übertragungsfläche in Wandlängsrichtung: $a_1 > 3 l_1$.

Ein genauerer Nachweis nach 9.9.3.2 ist zulässig.

8.9.3.3 Teilflächenpressung rechtwinklig zur Wandebene

Für Teilflächenpressung rechtwinklig zur Wandebene gilt Gleichung (18) mit $\alpha = 1,3$. Bei horizontalen Lasten $F_d > 4,0$ kN ist zusätzlich die Schubspannung in den Lagerfugen der belasteten Steine nach Gleichung (25) nachzuweisen. Bei Loch- und Kammersteinen ist z. B. durch Unterlagsplatten sicherzustellen, dass die Druckkraft auf mindestens 2 Stege übertragen wird.

8.9.4 Zug- und Biegezugbeanspruchung**8.9.4.1 Nachweis der Zug- und Biegezugbeanspruchung**

Zug- und Biegezugfestigkeiten rechtwinklig zur Lagerfuge dürfen in tragenden Wänden nicht in Rechnung gestellt werden.

Zugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge sind wie folgt nachzuweisen:

$$n_{Ed} \leq n_{Rd} = d \cdot f_{x2} / \gamma_M \quad (19)$$

Für Biegezugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge gilt:

$$m_{Ed} \leq m_{Rd} = d^2 \cdot f_{x2} / 6 \gamma_M \quad (20)$$

Dabei ist

- d die Wanddicke;
- n_{Ed} der Bemessungswert der wirkenden Zugkraft;
- n_{Rd} der Bemessungswert der aufnehmbaren Zugkraft;
- m_{Ed} der Bemessungswert des wirkenden Biegemomentes;

m_{Rd} der Bemessungswert des aufnehmbaren Biegemomentes;

f_{x2} die charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge;

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 1.

ANMERKUNG n und m gelten je Längeneinheit.

8.9.4.2 Charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit

Die charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit f_{x2} parallel zur Lagerfuge ergibt sich aus

$$f_{x2} = 0,4 f_{vk0} + 0,24 \sigma_{Dd} \leq \max. f_{x2} \quad (21)$$

Dabei ist

f_{vk0} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 6;

σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge; er ist i. d. R. mit dem geringsten zugehörigen Wert einzusetzen;

$\max. f_{x2}$ der Höchstwert der ansetzbaren Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge nach Tabelle 7.

Tabelle 6 — Abgeminderte Haftscherfestigkeit f_{vk0} in N/mm²

Mörtelart, Mörtelgruppe	NM I	NM II	NM IIa LM 21 LM 36	NM III DM	NM IIIa
f_{vk0}^a	0,02	0,08	0,18	0,22	0,26
^a Für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen sind die Werte f_{vk0} zu halbieren. Als vermörtelt in diesem Sinn gilt eine Stoßfuge, bei der etwa die halbe Wanddicke oder mehr vermörtelt ist.					

Tabelle 7 — Höchstwerte der Zugfestigkeit $\max. f_{x2}$ parallel zur Lagerfuge in N/mm²

Steinfestigkeits- klasse	2	4	6	8	10	12	16	20	≥ 28
$\max. f_{x2}$	0,02	0,04	0,08	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40

Tabelle 8 — Höchstwerte der Schubfestigkeit $\max. f_{vk}$ im vereinfachten Nachweisverfahren in N/mm²

Steinart	$\max. f_{vk}^a$
Hohlblocksteine	$0,012 \cdot f_{bk}$
Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern oder mit Grifföffnungen	$0,016 \cdot f_{bk}$
Vollsteine ohne Grifflöcher und ohne Grifföffnungen	$0,020 \cdot f_{bk}$
^a f_{bk} ist der charakteristische Wert der Steindruckfestigkeit (Steinfestigkeitsklasse).	

DIN 1053-100:2007-09**8.9.5 Schubbeanspruchung****8.9.5.1 Schubnachweis**

Je nach Krafrichtung ist zu unterscheiden zwischen Scheibenschub infolge von Kräften parallel zur Wandebene und Plattenschub infolge von Kräften senkrecht dazu. Ist ein Nachweis der räumlichen Steifigkeit nach 8.4 nicht erforderlich, darf auch der Schubnachweis für die aussteifenden Wände entfallen. Ist ein Schubnachweis erforderlich, so ist die Querkraft-Tragfähigkeit nach der technischen Biegelehre bzw. nach der Scheibentheorie für homogenes Material zu ermitteln. Querschnittsbereiche, in denen die Fugen rechnerisch klaffen, dürfen beim Schubnachweis nicht in Rechnung gestellt werden. Hierbei darf die Länge l_c der überdrückten Fläche A unter Annahme eines linear-elastischen Werkstoffgesetzes bestimmt werden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (22)$$

Dabei ist

V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft;

V_{Rd} der Bemessungswert des Bauteilwiderstandes bei Querkraftbeanspruchung;

Für Rechteckquerschnitte gilt bei Scheibenschub:

$$V_{Rd} = \alpha_s \cdot f_{vd} \cdot d / c \quad (23)$$

Dabei ist

f_{vd} der Bemessungswert der Schubfestigkeit mit f_{vk} nach 8.9.5.2; $f_{vd} = f_{vk} / \lambda_v$;

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 1;

α_s der Schubtragfähigkeitsbeiwert. Für den Nachweis von Wandscheiben unter Windbeanspruchung gilt $\alpha_s = 1,125 l$ bzw. $\alpha_s = 1,333 l_c$, wobei der kleinere der beiden Werte maßgebend ist. In allen anderen Fällen gilt $\alpha_s = l$ bzw. $\alpha_s = l_c$;

l die Länge der nachzuweisenden Wand;

l_c die Länge des überdrückten Wandquerschnitts; $l_c = 1,5 \cdot (l - 2e) \leq l$;

d die Dicke der nachzuweisenden Wand;

c der Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt. Für hohe Wände $h_W/l \geq 2$ gilt $c = 1,5$; für Wände mit $h_W/l \leq 1$ gilt $c = 1,0$; dazwischen darf linear interpoliert werden. h_W bedeutet die Gesamthöhe, l die Länge der Wand. Bei Plattenschub gilt stets $c = 1,5$.

Bei Plattenschub ist analog zu verfahren.

8.9.5.2 Schubfestigkeit

Für die charakteristische Schubfestigkeit gilt:

a) Scheibenschub: Der kleinere Wert aus den Gleichungen (24) und (25) ist maßgebend.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (24)$$

$$f_{vk} = \max. f_{vk} \quad (25)$$

b) Plattenschub:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (26)$$

Dabei ist

- f_{vk0} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 6; bei Windscheiben ist 8.9.1.2 zu beachten;
- σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung im untersuchten Lastfall an der Stelle der maximalen Schubspannung. Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{Ed}/A$, dabei ist A der überdrückte Querschnitt. Im Regelfall ist die minimale Einwirkung $N_{Ed} = 1,0 N_G$ maßgebend;
- $\max. f_{vk}$ der Höchstwert der Schubfestigkeit nach Tabelle 8.

Ein genauerer Nachweis darf nach 9.9.5.2 geführt werden.

9 Genaueres Berechnungsverfahren — Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

9.1 Allgemeines

Das genauere Berechnungsverfahren darf auf einzelne Bauteile, einzelne Geschosse oder ganze Bauwerke angewendet werden.

9.2 Ermittlung der Schnittgrößen infolge von Lasten

9.2.1 Auflagerkräfte aus Decken

Es gilt 8.2.1.

9.2.2 Knotenmomente

Der Einfluss der Decken-Auflagerdrehwinkel auf die Ausmitte der Lasteintragung in die Wände ist zu berücksichtigen. Dies darf durch eine Berechnung des Wand-Decken-Knotens erfolgen, bei der vereinfachend ungerissene Querschnitte und elastisches Materialverhalten zugrunde gelegt werden können. Die ständigen Lasten (G) dürfen hierbei in allen Deckenfeldern und allen Geschossen mit dem gleichen Teilsicherheitsbeiwert γ_G multipliziert werden. Die so ermittelten Knotenmomente dürfen auf 2/3 ihres Wertes ermäßigt werden.

Die Berechnung des Wand-Decken-Knotens darf an einem Ersatzsystem unter Abschätzung der Momenten-Nullpunkte in den Wänden, im Regelfall in halber Geschosshöhe, erfolgen. Hierbei darf die halbe Nutzlast wie ständige Last angesetzt und der Elastizitätsmodul für Mauerwerk zu $E = 1\,000 f_k$ angenommen werden.

9.2.3 Vereinfachte Berechnung der Knotenmomente

Die Berechnung des Wand-Decken-Knotens darf durch folgende Näherungsrechnung ersetzt werden, wenn die Nutzlast nicht größer als 5 kN/m^2 ist:

Der Auflagerdrehwinkel der Decken bewirkt, dass die Deckenauflagerkraft A mit einer Ausmitte e angreift, wobei e zu 5 % der Differenz der benachbarten Deckenspannweiten, bei Außenwänden zu 5 % der angrenzenden Deckenspannweite angesetzt werden darf.

DIN 1053-100:2007-09

Bei Dachdecken ist das Moment $M_D = A_D \cdot e_D$ voll in den Wandkopf, bei Zwischendecken ist das Moment $M_Z = A_Z \cdot e_Z$ je zur Hälfte in den angrenzenden Wandkopf und Wandfuß einzuleiten. Längskräfte N_o infolge Lasten aus darüber befindlichen Geschossen dürfen zentrisch angesetzt werden (siehe auch Bild 4).

Bei zweiachsig gespannten Decken mit Spannweitenverhältnissen bis 1 : 2 darf als Spannweite zur Ermittlung der Lastexzentrizität $2/3$ der kürzeren Seite eingesetzt werden.

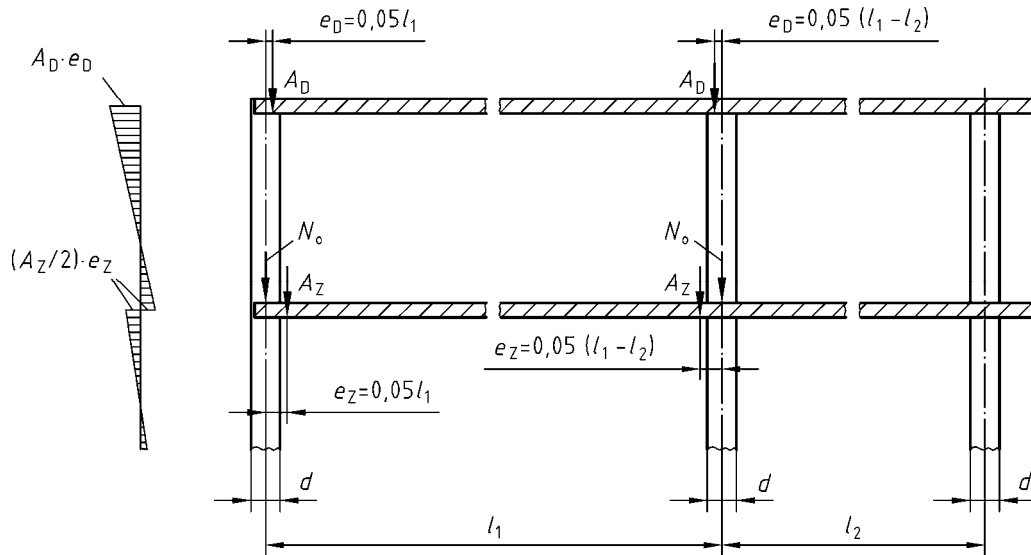


Bild 4 — Vereinfachende Annahmen zur Berechnung von Knoten- und Wandmomenten

9.2.4 Begrenzung der Knotenmomente

Ist die rechnerische Exzentrizität der resultierenden Last aus Decken und darüber befindlichen Geschossen infolge der Knotenmomente am Kopf bzw. Fuß der Wand im Grenzzustand der Tragfähigkeit größer als $1/3$ der Wanddicke d , so darf die resultierende Last über einen am Rand des Querschnitts angeordneten Spannungsbereich der Länge $\leq d/3$ und der Ordinate f_d abgetragen werden. In diesem Fall ist Schäden infolge von Rissen in Mauerwerk und Putz durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Fugenausbildung, Kantennut o. Ä., mit entsprechender Ausbildung der Außenhaut entgegenzuwirken.

9.2.5 Wandmomente

Der Momentenverlauf über die Wandhöhe infolge Vertikallasten ergibt sich aus den anteiligen Wandmomenten der Knotenberechnung (siehe Bild 4). Momente infolge Horizontallasten, z. B. Wind oder Erddruck, dürfen unter Einhaltung des Gleichgewichts zwischen den Grenzfällen Volleinspannung und gelenkige Lagerung umgelagert werden.

9.3 Wind

Momente aus Windlast rechtwinklig zur Wandebene dürfen im Regelfall bis zu einer Höhe von 20 m über Gelände vernachlässigt werden, wenn die Wanddicken $d \geq 240$ mm und die lichten Geschosshöhen $h_s \leq 3,0$ m sind. In Wandebene sind die Windlasten jedoch zu berücksichtigen (siehe 9.4).

9.4 Räumliche Steifigkeit

Es gilt 8.4.

9.5 Zwängungen

Es gilt 8.5.

9.6 Grundlagen für die Berechnung der Formänderungen

Es gilt 8.6. Für die Berechnung der Knotenmomente darf vereinfachend der E-Modul $E = 1\,000 f_k$ angenommen werden.

9.7 Aussteifung und Knicklänge von Wänden

9.7.1 Allgemeine Annahmen für aussteifende Wände

Es gilt 8.7.1.

9.7.2 Knicklängen

Es gilt 8.7.2 mit folgender Änderung für die Abminderung der Knicklänge von Wänden:

Bei flächig aufgelagerten Decken, z. B. Plattendecken oder Rippendecken nach DIN 1045-1 mit lastverteilenden Auflagerbalken, darf bei 2-, 3- und 4-seitig gehaltenen Wänden die Einspannung der Wand in den Decken durch Abminderung der Knicklänge nach Tabelle 9 auf

$$h_K = \beta \cdot h_s$$

berücksichtigt werden, wenn die Bedingungen der Tabelle 9 eingehalten sind.

Tabelle 9 — Reduzierung der Knicklänge bei Wänden mit flächig aufgelagerten Massivdecken

Erforderliche Auflagertiefe a der Decke auf der Wand:	
Wanddicke $d \geq 125$ mm:	$a \geq 2/3 d$
$d < 125$ mm:	$a \geq 85$ mm
Planmäßige Ausmitte e^a des Bemessungswertes der Längskraft am Wandkopf (für alle Wanddicken)	Reduzierte Knicklänge $h_K = \beta \cdot h_s^b$
$\leq \frac{d}{6}$	$0,75 h_s$
$\frac{d}{3}$	$1,00 h_s$
^a Das heißt Ausmitte ohne Berücksichtigung von e_a nach 9.9.2, jedoch gegebenenfalls auch infolge Wind. ^b Zwischenwerte dürfen geradlinig eingeschaltet werden.	

9.7.3 Schlitz- und Öffnungen in Wänden

Es gilt 8.7.3.

9.8 Mittragende Breite von zusammengesetzten Querschnitten

Es gilt 8.8.

DIN 1053-100:2007-09**9.9 Bemessung mit dem genaueren Verfahren — Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit****9.9.1 Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung****9.9.1.1 Grundlagen der Bemessung**

Es gilt 8.9.1.1.

9.9.1.2 Abminderungsfaktor Φ_1 bei vorwiegend biegebeanspruchten Querschnitten

Es gilt 8.9.1.2

9.9.1.3 Abminderungsfaktoren Φ bei geschosshohen Wänden

Die Wände sind am Wandkopf, am Wandfuß und in halber Geschosshöhe nachzuweisen. Die im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufnehmbare Normalkraft beträgt:

Am Wandkopf und Wandfuß:

$$N_{Rd} = \Phi_{o,u} \cdot A \cdot f_d \quad (27)$$

$$\text{mit } \Phi_{o,u} = 1 - 2 \cdot e_{o,u}/d \quad (28)$$

In halber Geschosshöhe:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d \quad (29)$$

$$\Phi_m = 1,14 (1 - 2e_m/d) - 0,024 \cdot h_k/d \leq 1 - 2e_m/d \quad (30)$$

Dabei ist

h_k/d die Schlankheit der Wand (Verhältnis der Knicklänge nach 9.7.2 zu Wanddicke);
Schlankheiten $h_k/d > 25$ sind nicht zulässig;

$e_{o,u}$ die Exzentrizität der einwirkenden Last $N_{Eo,u,d}$ infolge des Biegemomentes $M_{Eo,u,d}$ insbesondere aus Deckeneinspannung und Wind. Es gilt:

$$e_{o,u} = M_{Eo,u,d}/N_{Eo,u,d} \geq 0,05 d;$$

e_m die Exzentrizität der einwirkenden Last $N_{m,d}$ in halber Geschosshöhe. Es gilt:

$$e_m = e_{m0} + e_{mk} = M_{Emd}/N_{Emd} + e_a + e_{mk};$$

e_{m0} die Exzentrizität infolge der planmäßigen Biegemomente M_{Emd} in halber Geschosshöhe, insbesondere aus Deckeneinspannung und Wind nach 9.2.5 sowie aus ungewollter Ausmitte e_a ;

e_a die ungewollte Ausmitte, $e_a = h_k/450$. Sie kann über die Wandhöhe parabolisch angenommen werden;

e_{mk} die Exzentrizität in halber Geschosshöhe infolge Kriechen. Falls kein genauere Nachweis erfolgt, ist folgende Abschätzung zulässig:

für $h_k/d > 10$;

$$e_{mk} = 0,002 \cdot \varphi_{\infty} \cdot h_k \cdot \sqrt{e_{m0}/d} \quad (31)$$

für $h_k/d \leq 10$: $e_{mk} = 0$;

φ_{∞} der Rechenwert der Endkriechzahl nach Tabelle 3.

9.9.1.4 Außergewöhnliche Einwirkungen auf Wände

Es gilt 8.9.1.4. Der Nachweis der außergewöhnlichen Einwirkung darf entfallen, wenn Gleichung (32) eingehalten ist:

$$h_k/d \leq 20 - 1\,000 \cdot H/(A \cdot f_k) \quad (32)$$

Dabei ist

H die horizontale Einzellast, $H = 0,5 \text{ kN}$;

A der Wandquerschnitt $b \cdot d$ für Wände mit Wandbreite $b < 2,0 \text{ m}$.

9.9.2 Nachweis der Knicksicherheit

Der Knicksicherheitsnachweis schlanker gemauerter Wände wird nach 9.9.1.3, Gleichung (29) erbracht. Mit dem Faktor Φ_m nach Gleichung (30) ist neben der planmäßigen und der ungewollten Ausmitte in halber Wandhöhe auch der Einfluss des Kriechens zu erfassen. Der Einfluss der Verformungen aus Theorie II. Ordnung ist in Gleichung (30) implizit berücksichtigt. Der Gleichung (30) liegt ein ideeller Sekantenmodul $E_i = 350 f_k$ zugrunde.

9.9.3 Einzellasten und Teilflächenpressung

9.9.3.1 Einzellasten auf Mauerwerk

Es gilt 8.9.3.1.

9.9.3.2 Vergrößerter Wert der Teilflächenpressung

Der Wert α nach Gleichung (18) darf auf

$$\alpha = 1 + 0,1 \cdot a_1/l_1 \leq 1,5 \quad (33)$$

vergrößert werden, wenn folgende Voraussetzungen nach Bild 5 eingehalten sind:

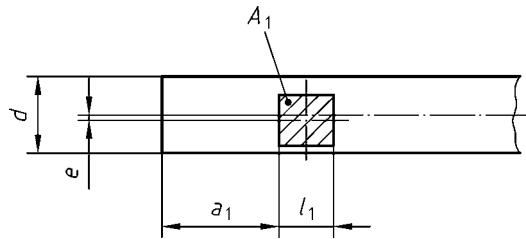
Teilfläche $A_1 \leq 2 d^2$ mit d = Wanddicke.

Exzentrizität e des Schwerpunkts der Teilfläche: $e \leq d/6$.

Dabei ist

a_1 der Abstand der Teilfläche vom nächsten Rand der Wand in Längsrichtung;

l_1 die Länge der Teilfläche in Längsrichtung.

DIN 1053-100:2007-09**Bild 5 — Teilflächenpressungen****9.9.3.3 Teilflächenpressung rechtwinklig zur Wandebene**

Es gilt 8.9.3.3.

9.9.4 Zug- und Biegezugbeanspruchung**9.9.4.1 Nachweis der Zug- und Biegezugbeanspruchung**

Es gilt 8.9.4.1.

9.9.4.2 Charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit

Für die charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit f_{x2} parallel zur Lagerfuge ist der kleinere der Werte nach Gleichung (34) und Gleichung (35) maßgebend:

$$f_{x2} = (f_{vk0} + m \cdot \sigma_{Dd}) \cdot \ddot{u} / h \quad (34)$$

$$f_{x2} = 0,5 \cdot f_{bz} \leq 0,70 \text{ N/mm}^2 \quad (35)$$

Dabei ist

- f_{vk0} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 6;
- m der Reibungsbeiwert; es darf $m = 0,6$ angenommen werden;
- σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge im untersuchten Lastfall; er ist im Regelfall mit dem geringsten zugehörigen Wert einzusetzen;
- $\ddot{u} / h$ das Verhältnis Überbindemaß nach DIN 1053-1:1996-11, 9.3 zur Steinhöhe;
- f_{bz} der Rechenwert der Steinzugfestigkeit nach 9.9.5.2.

9.9.5 Schubbeanspruchung**9.9.5.1 Schubnachweis**

Es gilt 8.9.5.1.

9.9.5.2 Schubfestigkeit

Für die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} gilt (siehe auch Bild 6):

- a) Scheibenschub: Der kleinere Wert aus Gleichung (36) und Gleichung (37) ist maßgebend.

$$f_{vk} = f_{vk0} + \bar{\mu} \cdot \sigma_{Dd} \quad (36)$$

$$f_{vk} = 0,45 \cdot f_{bz} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bz}}} \quad (37)$$

b) Plattenschub:

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_{Dd} \quad (38)$$

Dabei ist

f_{vk0} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 6; bei Windscheiben ist 8.9.1.2 zu beachten;

μ der Reibungsbeiwert. Für alle Mörtelarten darf $\mu = 0,6$ angenommen werden;

$\bar{\mu}$ der abgeminderte Reibungsbeiwert. Mit der Abminderung wird die Spannungsverteilung in der Lagerfuge längs eines Steins berücksichtigt. Für alle Mörtelgruppen darf $\bar{\mu} = 0,4$ angenommen werden;

f_{bz} die Steinzugfestigkeit. Es darf angenommen werden:

$f_{bz} = 0,025 \cdot f_{bk}$ für Hohlblocksteine;

$f_{bz} = 0,033 \cdot f_{bk}$ für Hochlochsteine und Steine mit Grifföchern oder Grifföffnungen;

$f_{bz} = 0,040 \cdot f_{bk}$ für Vollsteine ohne Grifföcher oder Grifföffnungen;

f_{bk} der charakteristische Wert der Steindruckfestigkeit (Steinfestigkeitsklasse);

σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung. Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{Ed}/A$, dabei ist A der überdrückte Querschnitt. Im Regelfall ist die minimale Einwirkung $N_{Ed} = 1,0 N_G$ maßgebend.

Bei Rechteckquerschnitten genügt es, den Schubnachweis für die Stelle der maximalen Schubspannung zu führen. Bei zusammengesetzten Querschnitten ist außerdem der Nachweis am Anschnitt der Teilquerschnitte zu führen.

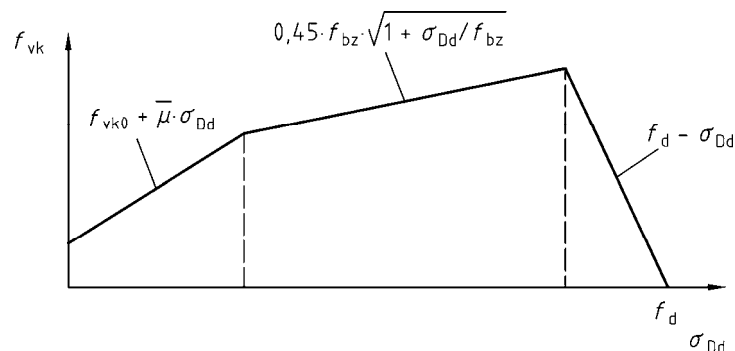


Bild 6 — Bereich der Schubtragfähigkeit bei Scheibenschub

10 Kellerwände ohne Nachweis auf Erddruck

Bei Kellerwänden darf der Nachweis auf Erddruck entfallen, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Lichte Höhe der Kellerwand $h_s \leq 2,60$ m, Wanddicke $d \geq 240$ mm.
- Die Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann die aus dem Erddruck entstehenden Kräfte aufnehmen.

DIN 1053-100:2007-09

- c) Im Einflussbereich des Erddrucks auf Kellerwände beträgt die charakteristische Nutzlast q_k auf der Geländeoberfläche nicht mehr als 5 kN/m^2 , die Geländeoberfläche steigt nicht an, und die Anschütthöhe h_e ist nicht größer als die Wandhöhe h_s .
- d) Der jeweils maßgebende Bemessungswert der Wandnormalkraft $N_{1, \text{Ed}}$ je Einheit der Wandlänge in halber Höhe der Anschüttung liegt innerhalb folgender Grenzen:

$$N_{1, \text{Ed}, \text{inf}} \geq N_{1, \text{lim}, \text{d}} = \frac{\gamma_e \cdot h_s \cdot h_e^2}{20 \cdot d} \quad (39)$$

$$N_{1, \text{Ed}, \text{sup}} \leq N_{1, \text{Rd}} = 0,33 \cdot f_d \cdot d \quad (40)$$

Dabei ist (siehe auch Bild 7)

$N_{1, \text{Ed}, \text{inf}}$ der untere Bemessungswert der Wandnormalkraft;

$N_{1, \text{Ed}, \text{sup}}$ der obere Bemessungswert der Wandnormalkraft;

$N_{1, \text{Rd}}$ der Bemessungswert des Tragwiderstands des Querschnitts;

$N_{1, \text{lim}, \text{d}}$ der Grenzwert der Normalkraft als Voraussetzung für die Gültigkeit des Bogenmodells;

h_s die lichte Höhe der Kellerwand;

h_e die Höhe der Anschüttung;

d die Wanddicke;

γ_e die Wichte der Anschüttung;

f_d der Bemessungswert der Druckfestigkeit in Lastrichtung.

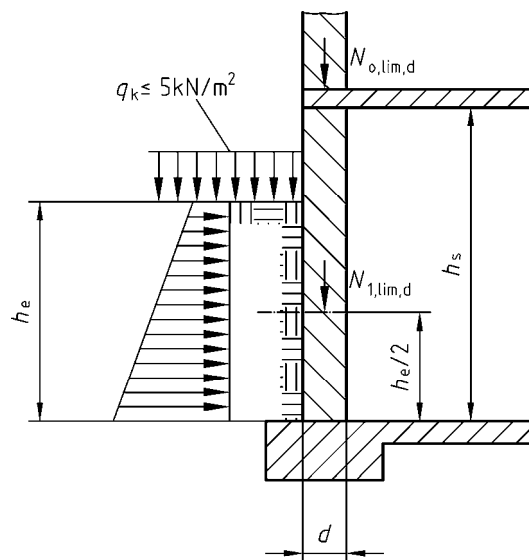


Bild 7 — Lastannahmen für Kellerwände

Anstelle der Gleichungen (39) und (40) darf nachgewiesen werden, dass der jeweils maßgebende Bemessungswert der Wandnormalkraft $N_{O, Ed}$ je Einheit der Wandlänge unterhalb der Kellerdecke innerhalb folgender Grenzen liegt:

$$N_{O, Ed, inf} \geq N_{O, lim, d} \quad (41)$$

$$N_{O, Ed, sup} \leq N_{1, Rd} = 0,33 \cdot f_d \cdot d \quad (42)$$

mit $N_{O, lim, d}$ nach Tabelle 10.

Tabelle 10 — $N_{O, lim, d}$ für Kellerwände ohne rechnerischen Nachweis

Wanddicke d mm	$N_{O, lim, d}$ in kN/m			
	min.			
	bei einer Höhe der Anschüttung h_e von			
	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m
240	6	20	45	75
300	3	15	30	50
365	0	10	25	40
490	0	5	15	30
Zwischenwerte sind geradlinig zu interpolieren.				

Ist die dem Erddruck ausgesetzte Kellerwand durch Querwände oder statisch nachgewiesene Bauteile im Abstand b ausgesteift, so dass eine zweiachsige Lastabtragung in der Wand stattfinden kann, dürfen die unteren Grenzwerte $N_{O, lim, d}$ und $N_{1, lim, d}$ wie folgt abgemindert werden:

$$b \leq h_s: \quad N_{1, Ed, inf} \geq \frac{1}{2} N_{1, lim, d} \quad N_{O, Ed, inf} \geq \frac{1}{2} N_{O, lim, d} \quad (43)$$

$$b \geq 2 \cdot h_s: \quad N_{1, Ed, inf} \geq N_{1, lim, d} \quad N_{O, Ed, inf} \geq N_{O, lim, d} \quad (44)$$

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Die Gleichungen (39) bis (44) setzen rechnerisch klaffende Fugen voraus.

Bei allen Wänden, die Erddruck ausgesetzt sind, soll eine Sperrschicht gegen aufsteigende Feuchte aus besandeter Pappe oder aus Material mit entsprechendem Reibungsverhalten bestehen.

Anhang A (normativ)

Sicherheitskonzept

A.1 Allgemeines

Dieser Anhang enthält die für Mauerwerk wichtigen Teile des für alle Baustoffe geltenden Sicherheitskonzepts nach DIN 1055-100 sowie bestimmte Vereinfachungen für Mauerwerk.

A.2 Einwirkungen

Bei den Einwirkungen wird unterschieden:

- ständige Einwirkungen (G), z. B. Eigenlast und Ausbau;
- veränderliche Einwirkungen (Q), z. B. Nutz-, Schnee-, Windlast;
- außergewöhnliche Einwirkungen (A), z. B. Explosion, Fahrzeuganprall;
- Erdbeben.

Als charakteristische Werte der Einwirkungen F_k gelten grundsätzlich die Werte der DIN-Normen, insbesondere die Werte der Normenreihe DIN 1055 und gegebenenfalls der bauaufsichtlichen Ergänzungen und Richtlinien.

Für Einwirkungen, die nicht oder nicht vollständig in Normen oder anderen bauaufsichtlichen Bestimmungen angegeben sind, müssen die charakteristischen Werte in Absprache mit der zuständigen Bauaufsichtsbehörde festgelegt werden.

Der Bemessungswert der Einwirkungen F_d ist der charakteristische Wert F_k , multipliziert mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_F :

nämlich γ_G bzw. γ_Q nach Tabelle A.1.

Tabelle A.1 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für Einwirkungen in Tragwerken für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen

Auswirkung	Ständige Einwirkungen (γ_G)	Veränderliche Einwirkungen (γ_Q)
günstige	1,0	0
ungünstige	1,35	1,5
ANMERKUNG Siehe auch Gleichungen (A.4) und (A.5).		

A.3 Tragwiderstand

Als charakteristischer Wert der Baustoff-Festigkeit gilt der 5%-Quantilwert. Die charakteristischen Werte der Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k sind in den Tabellen 4 und 5 angegeben.

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d ist der charakteristische Widerstandswert R_k , geteilt durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M nach Tabelle 1.

A.4 Grenzzustände der Tragfähigkeit

A.4.1 Nachweisbedingung

Es ist nachzuweisen, dass

$$E_d \leq R_d \quad (\text{A.1})$$

Dabei ist

E_d der Bemessungswert einer Schnittgröße infolge von Einwirkungen;

R_d der zugehörige Bemessungswert des Tragwiderstandes.

A.4.2 Kombination der Bemessungswerte der Einwirkungen

Die Bemessungswerte E_d ergeben sich aus den folgenden Kombinationen:

— ständige und vorübergehende Bemessungssituationen:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{A.2})$$

— außergewöhnliche Bemessungssituationen

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{A.3})$$

Dabei ist

$G_{k,j}$ der charakteristische Wert der ständigen Einwirkung j ;

$Q_{k,i}$ der charakteristische Wert der veränderlichen Einwirkung i ;

A_d der Bemessungswert der außergewöhnlichen Einwirkungen;

$\gamma_{G,j}$ der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung j ;

$\gamma_{Q,i}$ der Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkung i ;

ψ_0, ψ_1, ψ_2 die Kombinationsbeiwerte nach DIN 1055-100:2001-03, Tabelle A.2; Beispiele siehe Tabelle A.2.

DIN 1053-100:2007-09**Tabelle A.2 — Kombinationsbeiwerte ψ_0 , ψ_1 , ψ_2**

Einwirkung	Kombinationsbeiwert		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	2	3	4
Nutzlasten auf Decken			
— Wohnräume; Büroräume	0,7	0,5	0,3
— Versammlungsräume; Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
— Lagerräume	1,0	0,9	0,8
Windlasten	0,6	0,5	0
Schneelast bis 1 000 m ü. NN	0,5	0,2	0
über 1 000 m ü. NN	0,7	0,5	0,2

In Gebäuden darf Gleichung (A.2) wie folgt ersetzt werden:

- Für Bemessungssituationen mit einer veränderlichen Einwirkung $Q_{k,1}$:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,5 \cdot Q_{k,1} \quad (\text{A.4})$$

- Für Bemessungssituationen mit mehr als einer veränderlichen Einwirkung $Q_{k,i}$:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,5 \cdot \left(Q_{k,1} + \psi_{0,i} \cdot \sum_{i > 1} Q_{k,i} \right) \quad (\text{A.5})$$

Der ungünstigere Wert ist maßgebend.

Anhang B (normativ)

Bemessung von Natursteinmauerwerk

B.1 Allgemeines

Die charakteristische Druckfestigkeit von Gestein, das für tragende Bauteile verwendet wird, muss in den Güteklassen N1 bis N3 mindestens 20 N/mm^2 , in der Güteklasse N4 mindestens 5 N/mm^2 betragen. Erfahrungswerte für die charakteristische Druckfestigkeit einiger Gesteinsarten sind in Tabelle B.1 angegeben. Genauere Werte sind durch Versuche nach DIN EN 1926 zu bestimmen, falls eine Zuordnung nach Tabelle B.1 nicht möglich ist. Dies gilt insbesondere auch für Gesteinsarten mit $f_{bk} < 20 \text{ N/mm}^2$.

Als Mörtel darf nur Normalmörtel verwendet werden.

Das Natursteinmauerwerk ist nach seiner Ausführung (insbesondere Steinform, Verband und Fugenausbildung) in die Güteklassen N1 bis N4 einzustufen. Tabelle B.2 und Bild B.1 geben einen Anhalt für die Einstufung. Die darin aufgeführten Anhaltswerte Fugenhöhe/Steinlänge, Neigung der Lagerfuge und Übertragungsfaktor sind als Mittelwerte anzusehen. Der Übertragungsfaktor ist das Verhältnis von Überlappungsflächen der Steine zum Wandquerschnitt im Grundriss. Die Grundeinstufung nach Tabelle B.2 beruht auf üblichen Ausführungen.

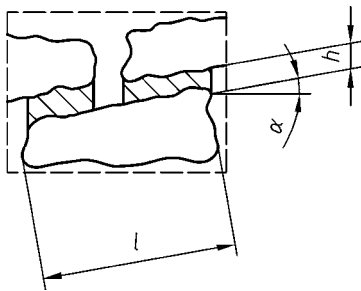
Die Mindestdicke von tragendem Natursteinmauerwerk beträgt 240 mm, der Mindestquerschnitt $0,1 \text{ m}^2$.

Tabelle B.1 — Charakteristische Druckfestigkeit f_{bk} der Gesteinsarten

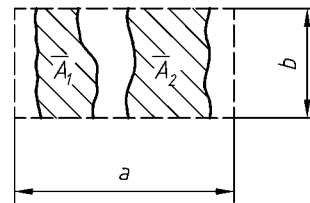
Gesteinsarten	Druckfestigkeit f_{bk} N/mm ²
Weicher Kalkstein, Travertin, vulkanische Tuffsteine	20
Weiche Sandsteine (mit tonhaltigen Anteilen) und dergleichen	30
Quarzitische Sandsteine mit kieseligem oder karbonitischem Bindemittel	40
Dichte (feste) Kalksteine und Dolomite (einschließlich Marmor), Basaltlava und dergleichen	50
Quarzit, Grauwacke und dergleichen	80
Granit, Syenit, Diorit, Basalt, Quarzporphyr, Melaphyr, Diabas und dergleichen	120
Metamorphe Gesteine, Gneis und dergleichen	140

DIN 1053-100:2007-09**Tabelle B.2 — Anhaltswerte zur Güteklasseneinstufung von Natursteinmauerwerk**

Güte- klasse	Grundeinstufung	Fugenhöhe/ Steinlänge h/l	Neigung der Lagerfuge $\tan \alpha$	Übertragungs- faktor η
N1	Bruchsteinmauerwerk	$\leq 0,25$	$\leq 0,30$	$\geq 0,5$
N2	Hammerrechtes Schichtenmauerwerk	$\leq 0,20$	$\leq 0,15$	$\geq 0,65$
N3	Schichtenmauerwerk	$\leq 0,13$	$\leq 0,10$	$\geq 0,75$
N4	Quadermauerwerk	$\leq 0,07$	$\leq 0,05$	$\geq 0,85$



a) Ansicht



b) Grundriss des Wandquerschnittes

Bild B.1 — Darstellung der Anhaltswerte nach Tabelle B.2**B.2 Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung**

Die charakteristischen Werte f_k der Druckfestigkeit von Natursteinmauerwerk ergeben sich in Abhängigkeit von der Güteklasse, der Steinfestigkeit und der Mörtelgruppen nach Tabelle B.3.

Die Bemessung ist nach dem vereinfachten Verfahren nach 8.9.1 und 8.9.2 oder nach dem genaueren Verfahren nach 9.9.1 und 9.9.2 unter Verwendung der f_k -Werte der Tabelle B.3 durchzuführen.

Wände der Schlankheit $h_k/d > 10$ sind nur in den Güteklassen N3 und N4 zulässig. Schlankheiten $h_k/d > 14$ sind nur bei mittlerer Belastung zulässig, Schlankheiten $h_k/d > 20$ sind unzulässig.

Der Kriecheinfluss darf beim Knicknachweis von Natursteinmauerwerk vernachlässigt werden.

Tabelle B.3 — Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Natursteinmauerwerk mit Normalmörtel

Güteklasse	Gesteinsfestigkeit f_{bk}	Werte der Druckfestigkeit f_k^a in N/mm ² in Abhängigkeit von der Mörtelgruppe			
		I	II	IIa	III
N1	≥ 20	0,6	1,5	2,4	3,6
	≥ 50	0,9	1,8	2,7	4,2
N2	≥ 20	1,2	2,7	4,2	5,4
	≥ 50	1,8	3,3	4,8	6,0
N3	≥ 20	1,5	4,5	6,0	7,5
	≥ 50	2,1	6,0	7,5	10,5
	≥ 100	3,0	7,5	9,0	12,0
N4	≥ 5	1,2	2,0	2,5	3,0
	≥ 10	1,8	3,0	3,6	4,5
	≥ 20	3,6	6,0	7,5	9,0
	≥ 50	6,0	10,5	12,0	15,0
	≥ 100	9,0	13,5	16,5	21,0
^a Bei Fugendicken über 40 mm sind die Werte f_k um 20 % zu vermindern.					

B.3 Zug- und Biegezugfestigkeit

Zugspannungen sind im Regelfall in Natursteinmauerwerk der Güteklassen N1, N2 und N3 unzulässig.

Bei Güteklasse N4 gilt 8.9.4 sinngemäß mit $\max. f_{x2} = 0,012 f_{bk} \leq 0,4 \text{ N/mm}^2$.

B.4 Schubfestigkeit

Für den Nachweis der Schubspannungen gilt 8.9.5 mit dem Höchstwert $\max. f_{vk} = 0,025 f_{bk} \leq 0,6 \text{ N/mm}^2$.

DIN 1054/A1

ICS 93.020

Änderung von
DIN 1054:2005-01**Baugrund –
Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau; Änderung A1**Ground –
Verification of the safety of earthworks and foundations; Amendment A1Sol –
Vérification de la sécurité des travaux de terrassement et des fondations;
Amendement A1

Gesamtumfang 3 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN 1054/A1:2009-07

Vorwort

Dieses Dokument enthält Änderungen und Ergänzungen zu DIN 1054:2005-01, die in eine vorgesehene Folgeausgabe der Norm aufgenommen werden sollen. Es wurde vom Normenausschuss Bauwesen (NABau) des DIN e. V., Fachbereich 05 „Grundbau, Geotechnik“, Arbeitsausschuss NA 005-05-17 AA „Verpressanker“ in Zusammenarbeit mit dem Arbeitsausschuss NA 005-05-01 AA „Sicherheit im Erd- und Grundbau“, erarbeitet.

Die in DIN 1054:2005-01, 9.4.1 (2) und (7), angegebenen Prüfkraften stimmen nicht mit den Prüfkraften im bauaufsichtlich eingeführten Anhang G überein, der auf DIN 4125:1990-11 verweist. Somit besteht innerhalb der vorliegenden DIN 1054:2005-01 ein Widerspruch bei der Angabe der Prüfkraften.

Mit der vorliegenden Änderung werden die Prüfkraften für Anker an das Teilsicherheitskonzept angepasst. Die hier getroffenen Festlegungen werden in der zukünftigen Ausgabe der DIN 1054 übernommen.

Änderungen

Gegenüber DIN 1054:2005-01 sind nachfolgende Änderungen vorgesehen:

— Zu Abschnitt 9.4.1

Absatz (2) wird ersetzt durch:

Die Prüfkraft P_p bei der Eignungsprüfung ist aus dem Bemessungswert der Beanspruchung $E_d = E_k \cdot \gamma_F$ entsprechend

$$P_p = 1,1 \cdot E_d \quad (41)$$

zu ermitteln.

Absatz (7) wird nach dem ersten Satz ersetzt durch:

Die Prüfkraft P_p bei der Abnahmeprüfung ergibt sich für Kurzzeitanker und für Daueranker nach Gleichung (41).

Beim Erreichen der angegebenen Prüfkraft darf das Kriechmaß $k_s = 2,0$ mm nicht überschritten werden.

— Zu Anhang G

Im Anhang G, Tabelle G.2 ist „ $P_p = \eta_k \cdot E_k$ “ zu ersetzen durch:

„ P_p nach 9.4.1, (2) und (7)“

Anhang G, zu 9.4.1 (1) bis (5) ist wie folgt zu ergänzen:

Abweichend von DIN 4125 sind die Laststufen in Abhängigkeit von der Prüfkraft P_p wie folgt zu wählen:

Vorlast P_a (zwischen $0,1 P_p$ und 50 kN) / $0,4 P_p$ / $0,55 P_p$ / $0,70 P_p$ / $0,85 P_p$ / $1,00 P_p$

Anhang G, zu 9.4.1 (7), 9.6 (1) ist wie folgt zu ergänzen:

Abweichend von DIN 4125 sind die Laststufen in Abhängigkeit von der Prüfkraft P_p wie folgt zu wählen:

Vorlast P_a (zwischen $0,1 P_p$ und 50 kN) / $0,4 P_p$ / $0,55 P_p$ / $0,70 P_p$ / $0,85 P_p$ / $1,00 P_p$

Im Anhang G, zu 9, 9.1 ist „Tabelle B.2“ zu ersetzen durch:

„Tabelle G.2“

DIN EN 1337-1 : Februar 2001

**Im DIN-Anzeiger für technische Regeln 7/2003
wurden folgende Berichtigungen veröffentlicht:**

DIN EN 1337-1:2001-02

Lager im Bauwesen – Teil 1: Allgemeine Regelungen; Deutsche Fassung EN 1337-1:2000

Folgende Berichtigungen sind zu berücksichtigen:

- Seite 8, Tabelle 1, Anmerkung:
Die Verdrehungen im Achsenkreuz sind wie folgt zu bezeichnen
„ α_x , α_y und α_z “ (statt „ σ_x , σ_y und σ_z “)
- Seite 28, Abschnitt C.1, letzter Absatz:
Die Formel für $t_{l,max}^*$ lautet: „ $t_{l,max}^* = t_{l,max} + \Delta t^*$ “
(Das Minuszeichen ist durch ein Pluszeichen zu ersetzen.)
- Seite 28, Tabelle C.1, 2. Zeile, 3. Spalte:
Das Wort „Stahlverbundung“ ist durch „Stahlverbund“ zu ersetzen.

	Lager im Bauwesen Teil 1: Allgemeine Regelungen Deutsche Fassung EN 1337-1:2000	DIN EN 1337-1
ICS 91.010.30	Teilweiser Ersatz für DIN 4141-1:1984-09, DIN 4141-2:1984-09, DIN 4141-3:1984-09	
Structural bearings — Part 1: General design rules; German version EN 1337-1:2000		
Appareils d'appui structuraux — Partie 1: Indications générales; Version allemande EN 1337-1:2000		
Die Europäische Norm EN 1337-1:2000 hat den Status einer Deutschen Norm.		
Nationales Vorwort		
Die Europäische Norm EN 1337-1 wurde im Europäischen Komitee für Normung (CEN) im Technischen Komitee 167 „Lager im Bauwesen“ (Sekretariat: Italien) von der Arbeitsgruppe 1 „Berechnung, Handhabung, Instandhaltung“ (Sekretariat: Deutschland) unter Mitwirkung deutscher Experten ausgearbeitet. Zusammen mit 10 weiteren Teilen, die zum Teil noch in Vorbereitung sind, werden dadurch die Normen der Reihe DIN 4141 „Lager im Bauwesen“ ersetzt werden. EN 1337-1 setzt Regeln für die Lager nach dem semiprobabilistischen Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten, während die Reihe DIN 4141 auf dem Konzept mit zulässigen Spannungen beruht.		
Das zuständige deutsche Normungsgremium ist der NABau-Arbeitsausschuss 00.91.00 „Lager im Bauwesen“.		
Änderungen		
Gegenüber DIN 4141-1:1984-09, DIN 4141-2:1984-09 und DIN 4141-3:1984-09 wurden folgende Änderungen vorgenommen:		
a) Das Bemessungskonzept wurde dem technischen Stand angepasst.		
b) Die Tabelle der Lagertypen wurde der technischen Entwicklung angepasst.		
c) Eine Liste der Beanspruchungen und Verformungen (Lagerliste) wurde zusätzlich aufgenommen.		
d) Temperatureinwirkungen werden behandelt.		
Frühere Ausgaben		
DIN 4141-1: 1984-09		
DIN 4141-2: 1984-09		
DIN 4141-3: 1984-09		
Fortsetzung 28 Seiten EN		
Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.		

— Leerseite —

**EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE**

EN 1337-1

Juni 2000

ICS 91.010.30

Deutsche Fassung

**Lager im Bauwesen
Teil 1: Allgemeine Regelungen**

Structural bearings — Part 1: General design rules

Appareils d'appui structuraux — Partie 1: Indications
générales

Diese Europäische Norm wurde von CEN am 2000-04-30 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 Zentralsekretariat 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 Zentralsekretariat mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Dänemark, Deutschland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Luxemburg, Niederlande, Norwegen, Österreich, Portugal, Schweden, Schweiz, Spanien, der Tschechischen Republik und dem Vereinigten Königreich.



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

Zentralsekretariat: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel

Inhalt

	Seite
Vorwort	2
1 Anwendungsbereich	3
2 Normative Verweisungen	3
3 Definitionen und Symbole	4
4 Allgemeine Grundsätze	16
5 Bemessungsgrundsätze	16
6 Lagerwiderstände	17
7 Grundsätze für die bauliche Durchbildung	18
8 Lagerungsplan	19
Anhang A (informativ) Erläuterungen	20
Anhang B (informativ) Typische Lagerliste	23
Anhang C (informativ) Temperatur, Schwinden und Kriechen	27

Vorwort

Diese Europäische Norm wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 167 „Lager im Bauwesen“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom UNI gehalten wird.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis 2000-12, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis 2000-12 zurückgezogen werden.

Die Europäische Norm EN 1337 „Lager im Bauwesen“ besteht aus den folgenden 11 Teilen:

- Teil 1: Allgemeine Regelungen
- Teil 2: Gleitteile
- Teil 3: Elastomerlager
- Teil 4: Rollenlager
- Teil 5: Topflager
- Teil 6: Kipplager
- Teil 7: Kalotten- und Zylinderlager mit PTFE
- Teil 8: Festhaltekonstruktionen und Führungslager
- Teil 9: Schutz
- Teil 10: Inspektion und Instandhaltung
- Teil 11: Transport, Zwischenlagerung und Einbau

Dieser Teil 1, „Allgemeine Regelungen“, enthält die Anhänge A, B und C (informativ).

Gemäß Entscheidung von CEN/TC 167 bilden EN 1337-1 und EN 1337-2 ein Normenpaket, sie werden zusammen in Kraft gesetzt, während andere Teile, nach der Veröffentlichung von EN 1337-1 und EN 1337-2, unabhängig in Kraft gesetzt werden.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Dänemark, Deutschland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Luxemburg, Niederlande, Norwegen, Österreich, Portugal, Schweden, Schweiz, Spanien, die Tschechische Republik und das Vereinigte Königreich.

1 Anwendungsbereich

Diese Europäische Norm gilt für Lager im Bauwesen, unabhängig davon, ob sie in Brücken oder in anderen Tragwerken verwendet werden.

Diese Norm gilt nicht für:

- a) Lager, die Momente als Hauptschnittgröße übertragen;
- b) Lager, die Zugkräfte übertragen;
- c) Lager für bewegliche Brücken;
- d) Betongelenke;
- e) Erdbebensicherungen.

Obwohl es nicht beabsichtigt ist, temporäre Lager zu regeln, kann die Norm als Richtlinie dafür verwendet werden (temporäre Lager sind solche, die während des Baus oder der Reparatur und der Wartung von Bauwerken verwendet werden).

ANMERKUNG Die Regeln in dieser Europäischen Norm sind gleichzeitig notwendige, aber keinesfalls hinreichende Regeln für die Gesamtkonstruktion und für geotechnische Einflüsse.

Soweit Lager nur innerhalb bestimmter Temperaturbereiche geregelt sind, geben prEN 1337-2 bis prEN 1337-8 darüber Auskunft.

2 Normative Verweisungen

Diese Europäische Norm enthält durch datierte oder undatierte Verweisungen Festlegungen aus anderen Publikationen. Diese normativen Verweisungen sind an den jeweiligen Stellen im Text zitiert, und die Publikationen sind nachstehend aufgeführt. Bei datierten Verweisungen gehören spätere Änderungen oder Überarbeitungen dieser Publikationen nur zu dieser Europäischen Norm, falls sie durch Änderung oder Überarbeitung eingearbeitet sind. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe der in Bezug genommenen Publikation.

prEN 1337-2, *Lager im Bauwesen — Teil 2: Gleitteile.*

prEN 1337-3, *Lager im Bauwesen — Teil 3: Elastomerlager.*

prEN 1337-4, *Lager im Bauwesen — Teil 4: Rollenlager.*

prEN 1337-5, *Lager im Bauwesen — Teil 5: Topflager.*

prEN 1337-6, *Lager im Bauwesen — Teil 6: Kipplager.*

prEN 1337-7, *Lager im Bauwesen — Teil 7: Kalotten- und Zylinderlager mit PTFE.*

prEN 1337-8, *Lager im Bauwesen — Teil 8: Festhaltekonstruktionen und Führungslager.*

EN 1337-9:1997, *Lager im Bauwesen — Teil 9: Schutz.*

prEN 1337-10, *Lager im Bauwesen — Teil 10: Inspektion und Instandhaltung.*

EN 1337-11:1997, *Lager im Bauwesen — Teil 11: Transport, Zwischenlagerung und Einbau.*

ENV 1991-1:1994, *Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung.*

ENV 1992-2:1996, *Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 2: Betonbrücken.*

ENV 1993-2:1997, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 2: Stahlbrücken.*

ENV 1994-2:1997, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 2: Verbundbrücken.*

Seite 4
EN 1337-1:2000

3 Definitionen und Symbole

3.1 Definitionen

In dieser Europäischen Norm gelten folgende Definitionen:

Die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sind in ENV 1991-1 definiert. Sie gelten hier in gleicher Weise.

3.1.1

Lager

Lager sind Bauteile, die Verdrehungen zwischen zwei Bauwerksteilen ermöglichen und anforderungsgemäß definierte Lasten übertragen und Verschiebungen verhindern (feste Lager) oder in einer Richtung (geführte Lager) oder in allen Richtungen einer Ebene (allseitig bewegliche Lager) erlauben. Die gebräuchlichsten Lager sind in Tabelle 1 aufgeführt und Beispiele dafür in Bild 1 mit den zugehörigen Koordinatenachsen dargestellt. Folgende Kategorien werden unterschieden:

Kategorie 1: Allseitig verdrehbare Lager

Kategorie 2: Einachsig verdrehbare Lager

Kategorie 3: Kalotten- und Zylinderlager, wenn die Horizontalkräfte von der gekrümmten Gleitfläche aufgenommen werden.

Kategorie 4: Alle sonstigen Lager

Zur Kategorie 1 gehören die Lager der Nr. 1.1 bis 1.3, 3.3, 3.5 bis 4.3, 8.1 und 8.2.

Zur Kategorie 2 gehören die Lager der Nr. 5.1 bis 6.2, 7.3 und 7.4.

Zur Kategorie 3 gehören die Lager der Nr. 3.2, 3.4, 7.1 und 7.2.

Tabelle 1 — Gebräuchlichste Lager

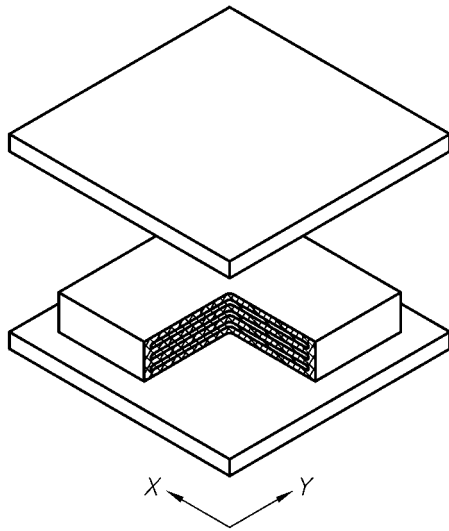
1				2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		
Zugehörige Teile der Norm				Nr.	Symbole in Lager-ebene	Symbole in der Ansicht		Lagerart	Verschiebungen			Verdrehung			Schnittgrößen			
2	3	4	5			6	7		8	9	10	11	12	13	14			
						x	y		v_x in x -Richtung	v_y in y -Richtung	v_z in z -Richtung	α_x um die x -Achse	α_y um die y -Achse	α_z um die z -Achse	Kräfte	Mo- men- te		
				1.1				Elastomerlager (EL)	verformend	verformend						V_x	V_y	N
				1.2				Elastomerlager mit Festhaltekonstruktion (FK) ⁴⁾ für eine Achse	keine	keine					1)	V_x	V_y	N
				1.3				EL mit einachsiger beweglichem Gleitteil und FK für die andere Achse	keine	keine					1)		V_y	N
				1.4				Elastomerlager mit zweiachsiger beweglichem Gleitteil	gleich- und verformend	gleich- und verformend								N
				1.5				Elastomerlager mit einachsiger beweglichem Gleitteil	verformend	verformend	geringe ²⁾	verformend	verformend	verformend	verformend		V_y	N
				1.6				Elastomerlager mit FK für zwei Achsen	keine	keine					1)	V_x	V_y	N
				1.7				Elastomerlager mit einachsiger beweglichem Gleitteil und FK für zwei Achsen	gleich- und verformend	gleich- und verformend							V_y	N
				1.8				Elastomerlager mit zweiachsiger beweglichem Gleitteil und FK für zwei Achsen	gleich- und verformend	gleich- und verformend								N

Tabelle 1 (fortgesetzt)

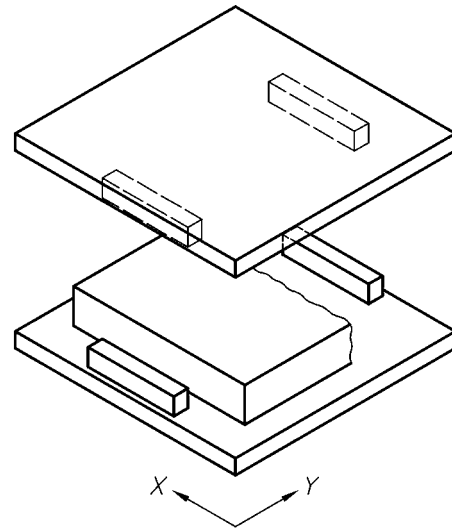
1				2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Zugehörige Teile der Norm				Nr.	Symbole in Lager-ebene	Symbole in der Ansicht		Lagerart	Relativbewegung			Verdrehung			Schnittgrößen	
2	3	4	5			x	y		v_x in x-Richtung	v_y in y-Richtung	v_z in z-Richtung	α_x um die x-Achse	α_y um die y-Achse	α_z um die z-Achse	Kräfte	Mo- men- te
				2.1				Topflager	keine	keine				1)	V_x	N
X			X	2.2				Topflager mit einachs- ig beweglichem Gleit- teil	glei- tend	glei- tend	sehr kleine	verfor- mend	verfor- mend	glei- tend u. verfor- mend	V_y	N
X			X	2.3				Topflager mit zweiach- sig beweglichem Gleit- teil	keine	keine						N
				3.1				Kalottenlager mit Fest- haltekonstruktion außerhalb der Kalotte	keine	keine	nahe- zu keine	glei- tend	glei- tend	glei- tend	V_x	N
			X	3.2				Kalottenlager mit Fest- haltekonstruktion durch die Kalotte							V_y	N
X			X	3.3				Kalottenlager mit ein- achsrig beweglichem Gleitteil (äußere Führung)	glei- tend	keine	nahe- zu keine	glei- tend	glei- tend	glei- tend	V_x	N
X			X	3.4				Kalottenlager mit ein- achsrig beweglichem Gleitteil (innere Führung)							V_y	N
X				3.5				Kalottenlager mit zweiachsig bewegli- chem Gleitteil		glei- tend						N

Tabelle 1 (fortgesetzt)

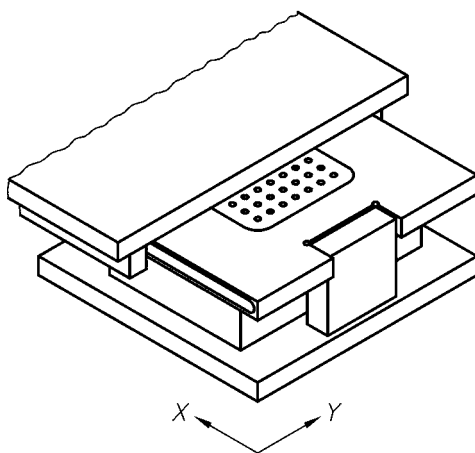
1								2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Zugehörige Teile der Norm								Nr.	Symbole in Lager-ebene	Symbole in der Ansicht		Lagerart	Verschiebungen			Verdrehung			Schnittgrößen		
2	3	4	5	6	7	8	x			y	v_x in x-Richtung		v_y in y-Richtung	v_z in z-Richtung	α_x um die x-Achse	α_y um die y-Achse	α_z um die z-Achse	V_x	V_y	N	Kräfte
X					X		7.1			Allseits festes Zylinderlager	keine	keine							V_x	N	M_x
X					X		7.2			Zylindrisches Lager mit Gleitteil für die Querrichtung	keine	gleichend	nahezu keine			keine			V_x	N	M_x
X					X		7.3			Zylindrisches Lager mit Gleitteil für die Längsrichtung	gleichend	keine							V_y	N	M_x
X					X		7.4			Allseits bewegliches zylindrisches Gleitlager	gleichend	gleichend				gleichend			V_y	N	M_x
					X		8.1			Festpunkt- oder Hori-zontalkraftlager zwei-achsig fest	keine	keine			gleichend oder verformend	gleichend oder verformend			V_x	V_y	
					X		8.2			Einachsrig festes Führungslager	gleichend	gleichend							V_y		
ANMERKUNG In der praktischen Anwendung ist x die Hauptrichtung der Bewegung bei Brücken (siehe ENV 1992-2 und ENV 1993-2) und z die Richtung der Kräfte aus den vertikalen Lasten.															Kräfte	Momente	Verschiebungen	Verdre-hungen			
1) Für einzelne Lagertypen kann α_z enge Toleranzen haben, falls gefordert, sind besondere Konstruktionen notwendig. Normalerweise bedeutet „keine“, dass keine anderen Bewegungen als solche aus Toleranzen und Deformation auftreten. 2) Ob v_x wichtig ist, muss im Einzelfall geklärt werden. 3) Die Kombination mit einem Gleitlager ergibt ungünstige Beanspruchungen im PTFE. 4) Einrichtungen, um Kräfte V_x oder V_y zu übertragen.																					



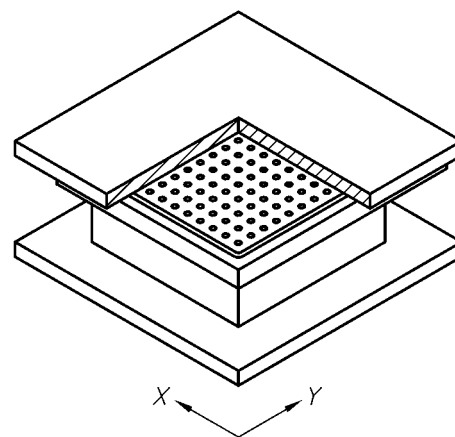
Nr 1.1



Nr 1.2



Nr 1.3



Nr 1.4

Bild 1a — Beispiele der gebräuchlichsten Lager nach Tabelle 1

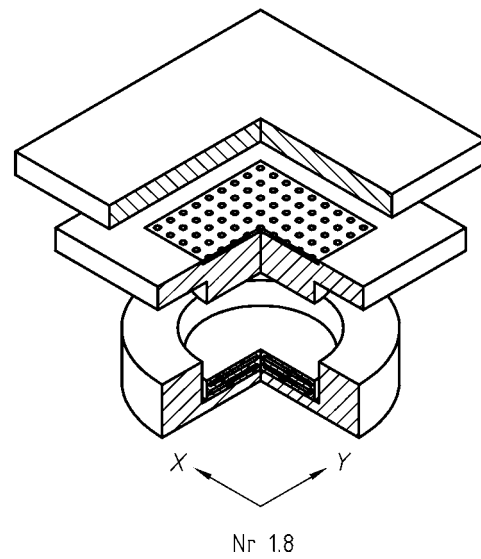
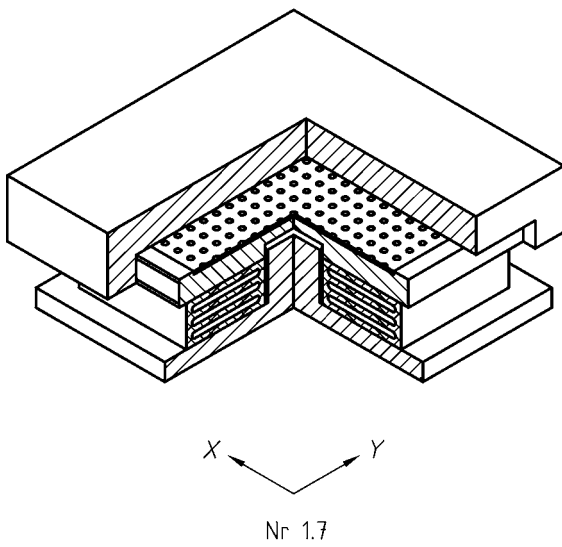
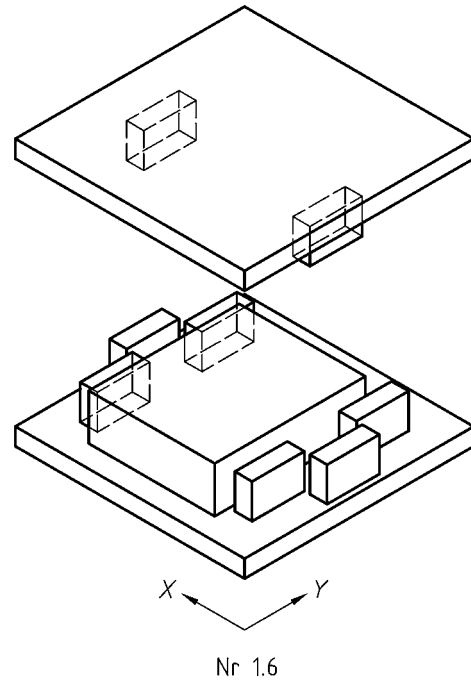
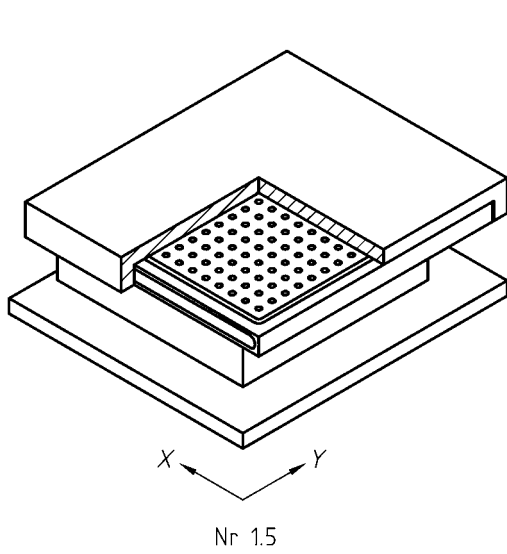
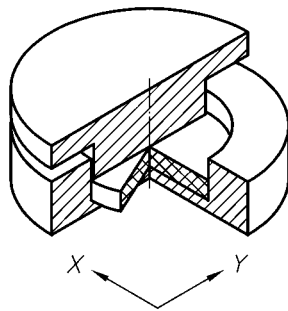
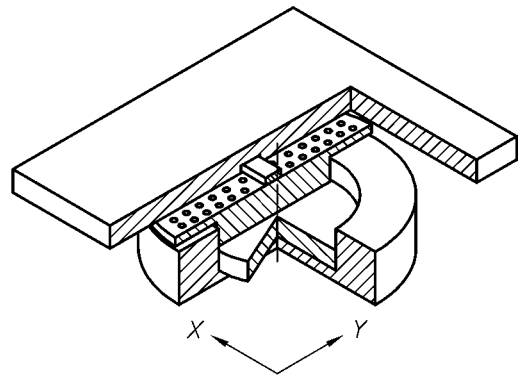


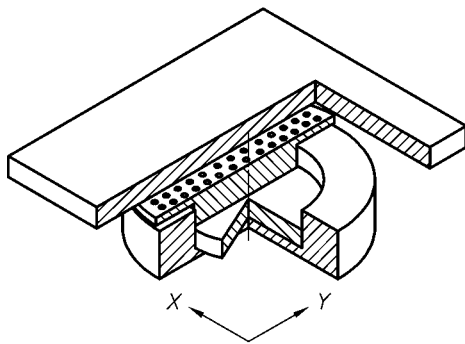
Bild 1b — (fortgesetzt) Beispiele der gebräuchlichsten Lager nach Tabelle 1



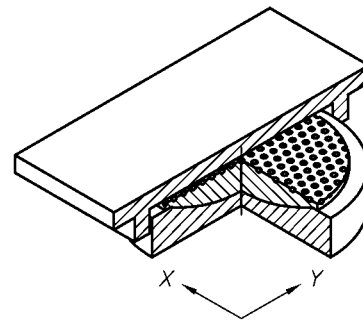
Nr 2.1



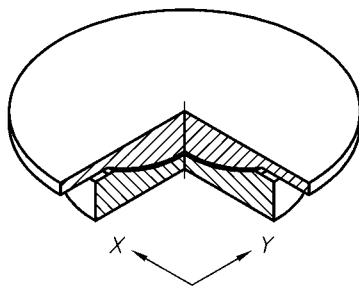
Nr 2.2



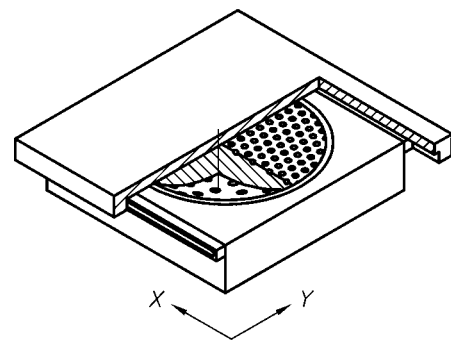
Nr 2.3



Nr 3.1

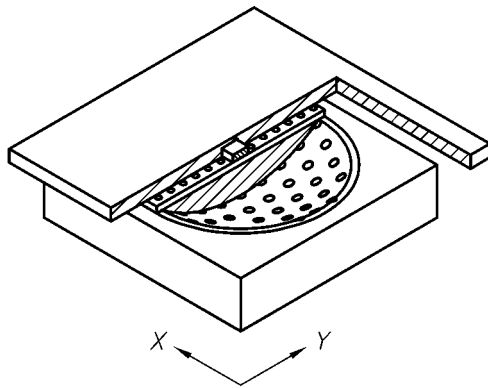


Nr 3.2

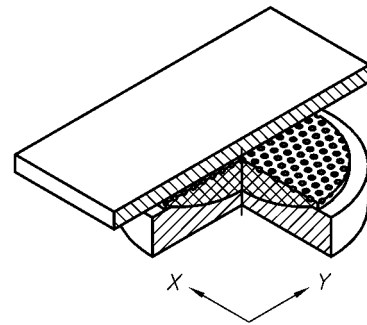


Nr 3.3

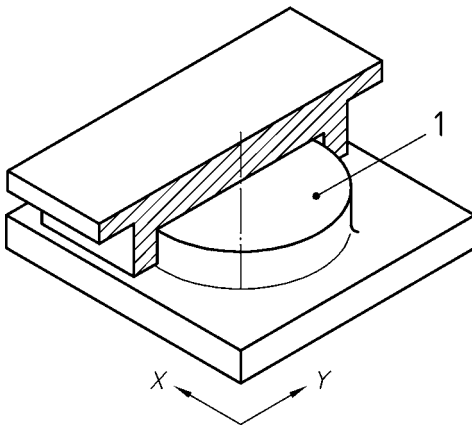
Bild 1c — (fortgesetzt) Beispiele der gebräuchlichsten Lager nach Tabelle 1



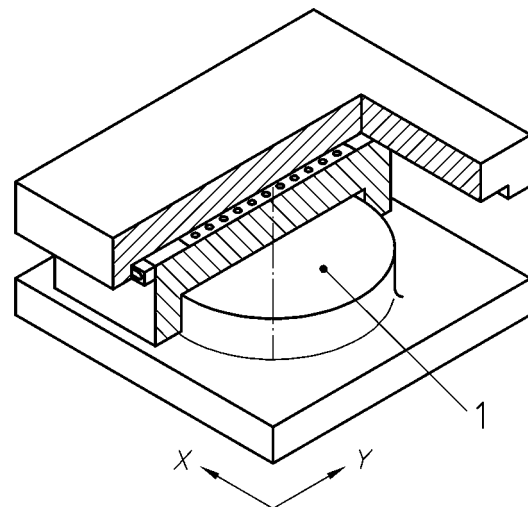
Nr 3.4



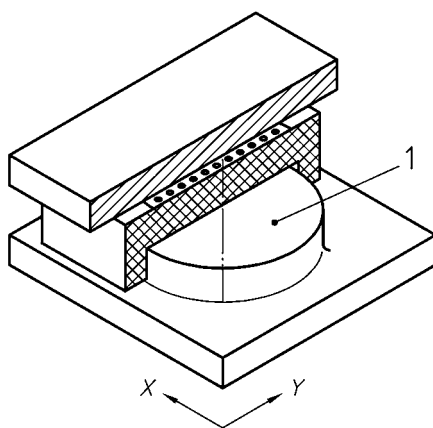
Nr 3.5



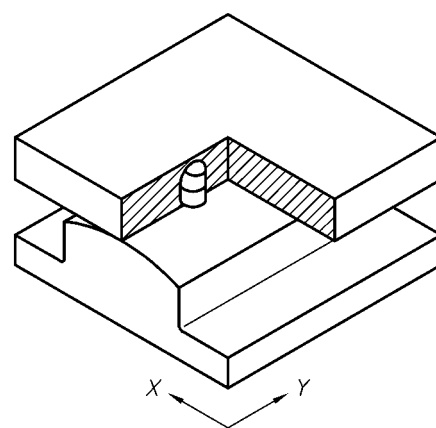
Nr 4.1



Nr 4.2



Nr 4.3



Nr 5.1

Legende

1 gekrümmte Oberflächen

Bild 1d — (fortgesetzt) Beispiele der gebräuchlichsten Lager nach Tabelle 1

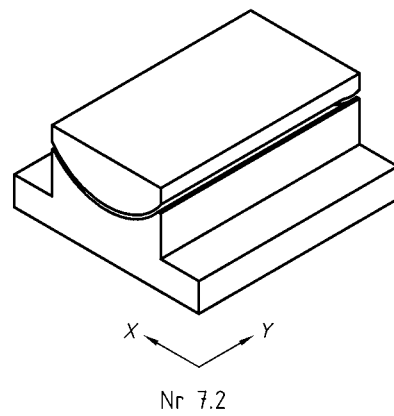
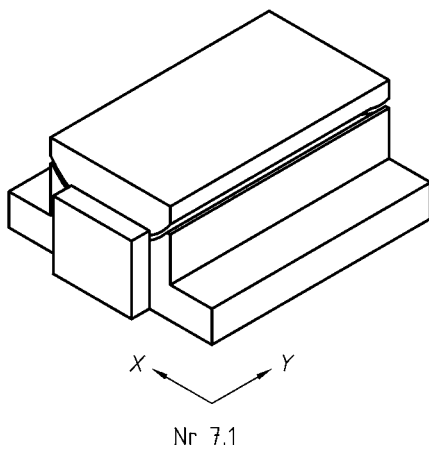
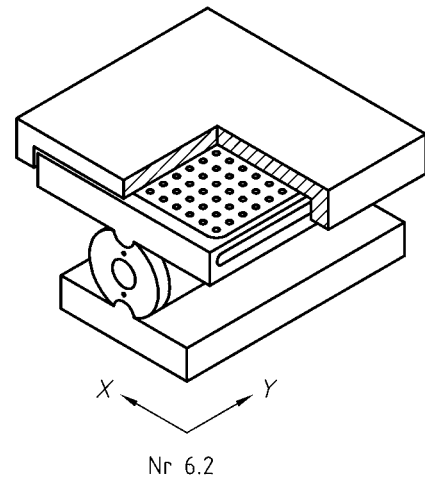
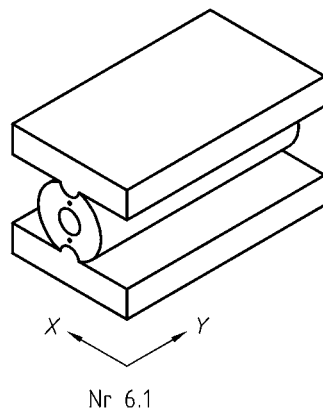
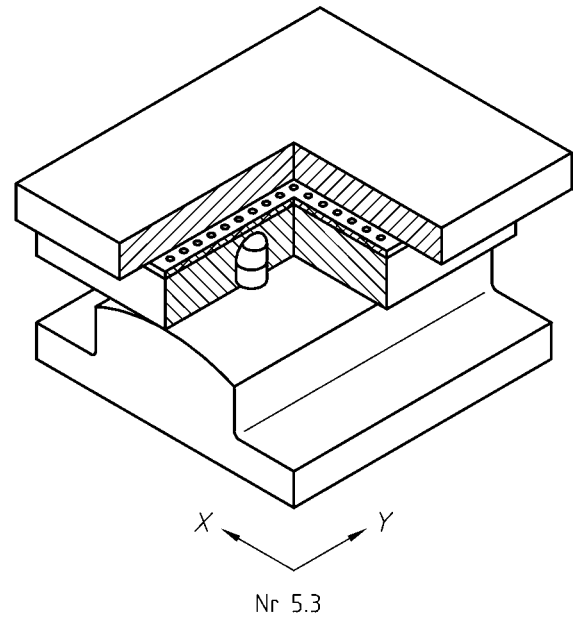
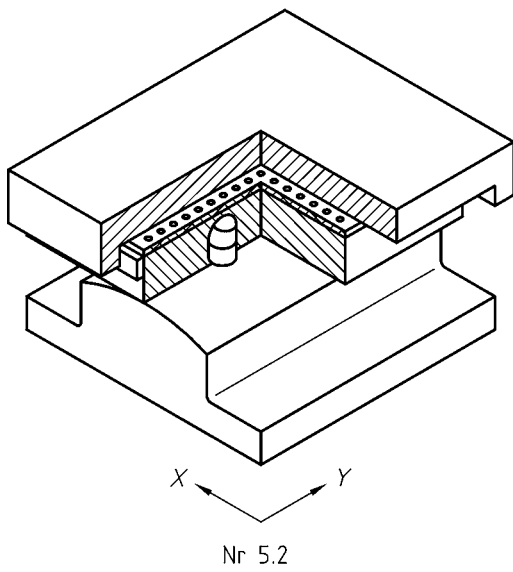


Bild 1e — (fortgesetzt) Beispiele der gebräuchlichsten Lager nach Tabelle 1

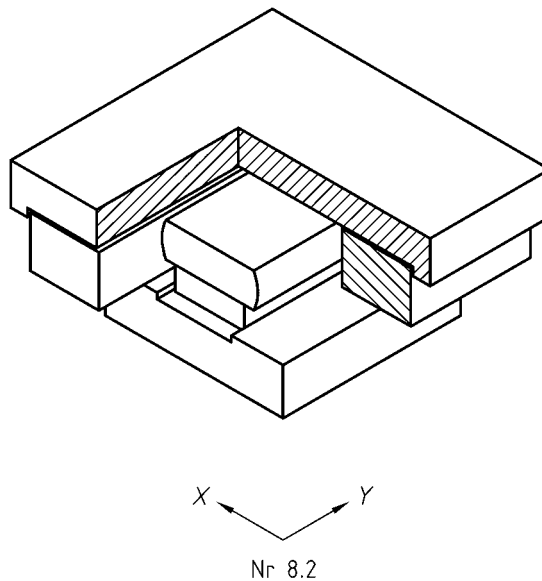
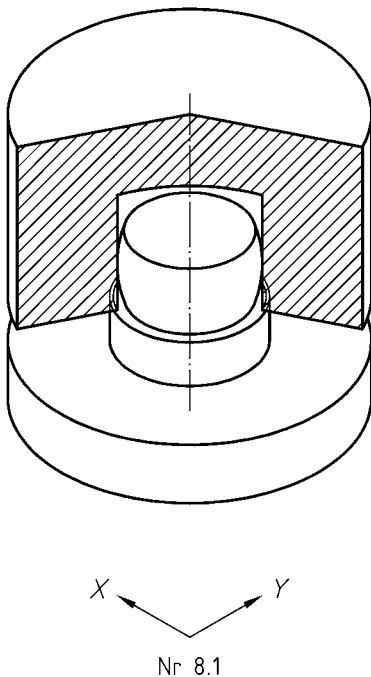
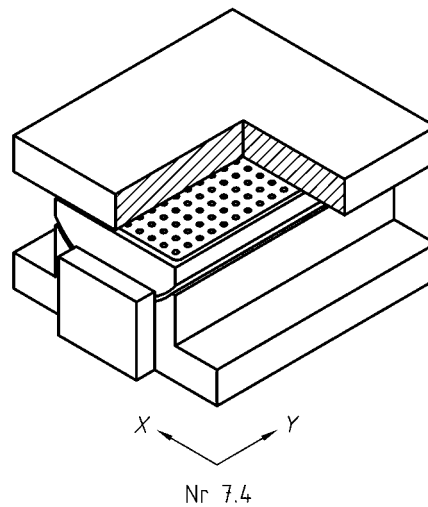
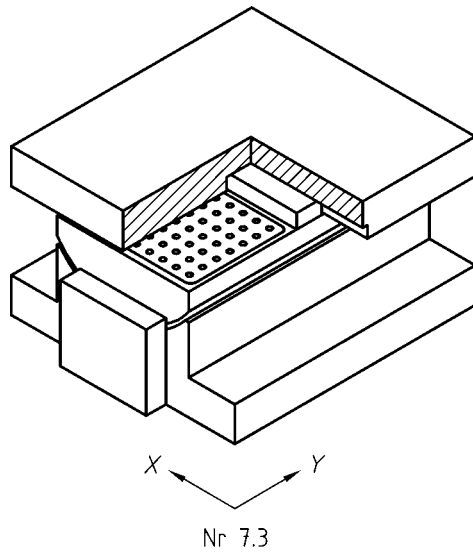


Bild 1f — (abgeschlossen) Beispiele der gebräuchlichsten Lager nach Tabelle 1

3.1.2

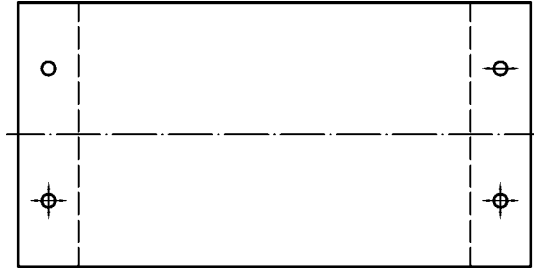
Lagerung

die Lagerung umfasst alle baulichen Maßnahmen einschließlich des Lagers, die dazu dienen, in einem Unterstützungspunkt eines Bauteils Kräfte zu übertragen und Bewegungen zu ermöglichen

3.1.3

Lagerungssystem

das Lagerungssystem für ein Bauwerk ist die Kombination von Lagern, welche für die Bewegung und die Übertragung der Kräfte (siehe Bild 2) zusammenwirken

**Bild 2 — Beispiel eines Lagerungssystems****3.2 Symbole im Teil 1****3.2.1 Große lateinische Buchstaben**

K	Kelvin
M	Moment; Biegemoment
N	Normalkraft
V	Querkraft

3.2.2 Kleine lateinische Buchstaben

n	Anzahl der Lager
r	Radius
v	Verschiebung
t	Temperatur
x	Längsachse
y	Querachse
z	Achse normal zur Lagerebene

3.2.3 Griechische Buchstaben

α	Temperaturdehnzahl; Faktor; Verdrehungswinkel
γ	Teilsicherheitsbeiwert
Δ	Differenz; Zuwachs
μ	Reibungsbeiwert

3.2.4 Indizes

a	ungünstig
c	Beton
d	Bemessungswert
k	charakteristischer Wert
l	Grenzwert
max =	Maximum
min =	Minimum
p	Verankerungsmittel
r	günstig; reversibel
x, y, z	Koordinaten
R	Widerstand, Beanspruchbarkeit
S	Schnittgröße (Kraft, Moment) und Momente, Beanspruchung

4 Allgemeine Grundsätze

Lager und Lagerungen sind so zu entwerfen, dass die Lager oder Teile von ihnen inspiziert, gewartet und wenn erforderlich ausgewechselt werden können, um über die erwartete Lebensdauer der Brücke eine funktionsgerechte Lagerung sicherzustellen.

Lager sind so auszubilden, dass sie die zu erwartenden Bewegungen mit möglichst geringen Reaktionskräften ermöglichen.

Voreinstellungen müssen, soweit als möglich, vermieden werden. Ist dies nicht möglich, so müssen die erforderlichen Voreinstellungen im Herstellerwerk erfolgen. Sind Nachstellungen auf der Baustelle unvermeidlich, so dürfen diese nur vom Hersteller des Lagers oder unter seiner Aufsicht erfolgen.

5 Bemessungsgrundsätze

5.1 Allgemeines

Die Bemessung der verschiedenen Lager hat, abhängig von der Sicherheitsrelevanz des betrachteten Grenzzustands, für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und/oder für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erfolgen.

Wenn charakteristische Werte und Teilsicherheitsbeiwerte für Lasten und Bewegungen weder durch diese Europäische Norm noch durch einen Eurocode gegeben sind, muss der für die Bemessung Verantwortliche seine Werte selbst bestimmen in Übereinstimmung mit den Prinzipien in ENV 1991-1 und ENV 1992-2, ENV 1993-2 oder ENV 1994-2.

ANMERKUNG Für Brückenlager enthält ENV 1993-2 spezielle Angaben im informativen Anhang B.

5.2 Gleitsicherheit in Fugen

Wenn die Position eines Lagers oder Lagerteils ganz oder teilweise durch Reibung sichergestellt wird, ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Gleitsicherheit wie folgt nachzuweisen:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

Dabei ist

V_{Sd} der Bemessungswert der Querkraft;

$V_{Rd} = \frac{\mu_k}{\gamma_\mu} \cdot N_{Sd} + V_{pd}$ der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft;

mit

N_{Sd} kleinster Bemessungswert der Normalkraft zugehörig zu V_{Sd} ;

V_{pd} Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft der Verankerungsmittel nach Europäischen Normen oder Europäischen Technischen Zulassungen;

μ_k charakteristischer Wert der Reibungszahl,

$\mu_k = 0,4$ für Stahl auf Stahl,

$\mu_k = 0,6$ für Stahl auf Beton;

γ_μ Teilsicherheitsbeiwert für Reibung,

$\gamma_\mu = 2,0$ für Stahl auf Stahl,

$\gamma_\mu = 1,2$ für Stahl auf Beton.

Die vorgenannten Werte für μ_k und γ_μ gelten unter der Voraussetzung, dass vor dem Einbau bzw. Zusammenbau die stählerne Oberfläche wie folgt beschaffen ist: unbeschichtet und fettfrei oder spritzverzinkt oder zinksilikatbeschichtet bei vollständiger Aushärtung der Beschichtung vor dem Ein- oder Zusammenbau.

In anderen Fällen sind die Werte für μ_k und γ_μ durch Versuche zu bestimmen.

Bei dynamischen Beanspruchungen mit großen Lastschwankungen, wie z. B. bei Eisenbahnbrücken und bei Erdbeben, dürfen die Horizontalkräfte nicht über Reibung abgetragen werden. In diesen Fällen ist $\mu_k = 0$ zu setzen.

Bei unverankerten Elastomerlagern ist der Nachweis der Gleitsicherheit in EN 1337-3 geregelt.

5.3 Einbaubedingungen

Siehe EN 1337-11. Besondere Einzelheiten der Einbaubedingungen sind zu vereinbaren und schriftlich zu bestätigen, wenn die Lager geliefert werden.

5.4 Bewegungszuschläge

Soweit nicht andere Teile dieser Europäischen Norm oder die entsprechenden Eurocodes strengere Anforderungen enthalten, sind die Bemessungswerte der Bewegungen um folgende Zuschläge zu erhöhen, damit die Lager mit ausreichender Zuverlässigkeit nicht instabil werden oder sich unplanmäßig verhalten:

a) Verdrehung

$\pm 0,005$ Bogenmaß oder $\pm 10/r$ Bogenmaß, wobei der größere Wert maßgebend ist (r ist in Millimeter einzusetzen);

b) Verschiebung

± 20 mm in beiden Bewegungsrichtungen mit einem Mindestwert der Gesamtbewegung von ± 50 mm in der Hauptrichtung der Bewegung und ± 20 mm in Querrichtung, sofern das Lager keinen Anschlag hat.

Diese Anforderungen gelten nur für die Bemessung der Bewegungskapazität des Lagers. Sie gelten nicht für die Spannungsberechnung und sie gelten nicht für Elastomerlager.

5.5 Für die statische Berechnung anzunehmende Mindestbewegungen

Für die statische Berechnung des Lagers muss die resultierende Verdrehung mit mindestens $\pm 0,003$ Bogenmaß und die resultierende Verschiebung mit mindestens ± 20 mm bzw. bei Elastomerlagern mit mindestens ± 10 mm angenommen werden.

Wenn ein Lager um eine Achse nicht verdrehbar ist, ist eine Exzentrizität von $l/10$ rechtwinklig zu dieser Achse anzunehmen. Dabei ist l die gesamte Länge des Lagers rechtwinklig zu dieser Achse.

6 Lagerwiderstände

6.1 Allgemeine Regeln

Die zur Ermittlung der Bewegungs- und Verformungswiderstände der verschiedenen Lagertypen benötigten Werte sind in den entsprechenden Teilen dieser Europäischen Norm festgelegt. Sie berücksichtigen bereits neben den Schwankungsbreiten der Materialeigenschaften auch die Herstellungstoleranzen und die Ungenauigkeiten beim Einbau entsprechend den Angaben in den anderen Teilen dieser Lagernorm. Sie setzen voraus, dass die Lager nicht den folgenden Einflüssen ausgesetzt sind:

- a) Temperaturen außerhalb der angegebenen Grenzen;
- b) Überschreiten der angegebenen Toleranzen;
- c) größere Geschwindigkeiten bei Verschiebungen und Verdrehungen als jene, die von den Nutzlasten nach ENV 1991-1 herrühren;
- d) Schadstoffe, die das Lagermaterial beeinträchtigen können;
- e) unzureichende Wartung.

In allen Fällen muss bei der Bemessung von Bauteilen der jeweils ungünstigste Wert berücksichtigt werden.

6.2 Roll- und Gleitwiderstände mehrerer Lager

Wenn mehrere Lager so angeordnet sind, dass die Kräfte, die aus den Bewegungswiderständen resultieren, teils günstig und teils ungünstig wirken, so ist bezüglich der Berücksichtigung der Reibungskoeffizienten μ_a und μ_p wie folgt zu verfahren, wenn keine genauere Untersuchung erfolgt:

$$\mu_a = 0,5 \mu_{\max} (1 + \alpha)$$

$$\mu_r = 0,5 \mu_{\max} (1 - \alpha)$$

Dabei ist

- μ_a der ungünstigere (belastend wirkende) Reibungsbeiwert;
- μ_r der günstigere (entlastend wirkende) Reibungsbeiwert;
- $\mu_{\max}$ der maximale Reibungsbeiwert entsprechend den Angaben in anderen Teilen dieser Europäischen Norm;
- α ein Faktor abhängig vom Typ des Lagers und von der Anzahl der Lager, die entweder ungünstig oder günstig wirken; wenn ein Wert für „ α “ nicht gegeben ist, muss er nach der folgenden Tabelle 2 genommen werden.

Tabelle 2 — Faktor α_n

n	α_n
≤ 4	1
$4 < n < 10$	$\frac{16 - n}{12}$
≥ 10	0,5

7 Grundsätze für die bauliche Durchbildung

7.1 Lagerspiel

7.1.1 Wenn ein Lager für horizontale Kräfte bemessen wird, sind Bewegungen infolge des Lagerspiels möglich. Solche Bewegungen müssen möglichst gering gehalten werden. Die Grenze für das Lagerspiel insgesamt zwischen den Extremlagen darf nicht mehr als 2 mm betragen, sofern keine anderen Anforderungen gestellt werden.

7.1.2 Bei Überschreitung des vorgenannten Grenzwertes ist dafür zu sorgen, dass durch das Lagerspiel die Funktion des Bauwerks nicht beeinträchtigt wird.

7.1.3 Das Lagerspiel darf nicht zur Aufnahme planmäßiger Bewegungen herangezogen werden, es sei denn, es wird nachgewiesen, dass das Lagerspiel stets in der gewünschten Richtung zur Verfügung steht.

7.1.4 Wenn mehr als ein Lager für die Aufnahme von Horizontalkräften vorgesehen ist, sind die Lager und der angrenzende Bereich so zu bemessen, dass eine ungünstige Überlagerung des Lagerspiels die Funktion nicht beeinträchtigt.

7.2 Sicherung gegen den Verlust von Lagerteilen

Es sind geeignete Maßnahmen zu treffen, um sicherzustellen, dass kein Lockern eines Lagerteils infolge dynamischer Wirkungen auftritt.

7.3 Kennzeichnung der Lager

7.3.1 Alle Lager sind zu kennzeichnen mit dem Namen des Herstellers und des Herstellwerks, dem Jahr der Herstellung und mit einer Seriennummer, welche für jedes einzelne Lager individuell und für jeden Lagertyp einheitlich sein muss.

7.3.2 Zusätzlich sind alle Lager außer Elastomerlager wie folgt zu kennzeichnen:

- Lagertyp;
- Auftragsnummer des Herstellers;
- größte Bemessungswerte der Tragfähigkeit für Normal- und Querkräfte;
- größte Bemessungswerte der Verschiebungskapazität;
- Einbauort;
- Einbaurichtung.

Mit Ausnahme der letzten beiden Punkte hat diese Kennzeichnung so zu erfolgen, dass sie stets lesbar ist. Sie muss außerdem unverwechselbar und dauerhaft während der gesamten Lebensdauer des Lagers sein.

7.4 Vorbereitung für den Transport

7.4.1 Alle Lager, die aus mehreren Teilen zusammengesetzt sind, die nicht fest miteinander verbunden sind, sind im Werk temporär miteinander zu verbinden. Diese Verbindungen (Arretierungen) müssen so sein, dass die einzelnen Lagerteile in ihrer korrekten Lage zusammengehalten werden während der Herstellung, des Transports und des Einbaus. Die Arretierungen sind zu kennzeichnen, z. B. mit einer vom Lager abweichenden Farbe. Sie sollen nach dem Einbau leicht entfernbar sein oder so bemessen sein, dass sie bei Funktionsbeginn des Lagers zerstört werden, ohne das Lager zu beschädigen.

7.4.2 Lager, die zu schwer sind, um mühelos manuell bewegt zu werden, müssen zum Heben und Versetzen Anschlagstellen für Hebevorrichtungen haben.

7.5 Einrichtungen für die Inspektion

Soweit vom Besteller verlangt, sind alle Lager mit Markierungen zu versehen, um die Horizontalbewegungen und die Verdrehungen messen zu können.

Die Bewegungsanzeiger müssen Markierungen für die zulässigen Endstellungen der Bewegungen haben.

ANMERKUNG Wenn möglich, sollen die Bewegungsanzeiger von einer leicht erreichbaren Stelle aus sichtbar sein.

7.6 Einrichtungen für Nachstellung und Auswechselbarkeit

Es sind Vorkehrungen zu treffen, die ein leichtes Auswechseln des Lagers oder Teile des Lagers ermöglichen durch Anheben des Bauwerks. Dabei ist das Lager so auszubilden, dass bei einer Anhebung des Bauwerks um höchstens 10 mm die Auswechselung möglich ist, falls keine anderen Angaben vorliegen. Die Ersatzteile müssen in der gleichen Qualität wie die ersetzten Teile sein.

8 Lagerungsplan

Wenn vom Auftraggeber gefordert, muss ein Lagerungsplan erstellt werden.

Anhang A (informativ) Erläuterungen

A.1 Erläuterung zu Abschnitt 1 „Anwendungsbereich“

Die Lagerung ist im Zusammenhang mit der Konstruktion des Gesamtbauwerks zu betrachten. Die Kräfte und Bewegungen, die sich daraus ergeben, sind dem Lagerhersteller mitzuteilen, um sicherzustellen, dass die gelieferten Lager die Anforderungen möglichst genau erfüllen.

- zu a): Lager sollten nicht planmäßig zur Aufnahme von Momenten infolge von Verdrehungen um die x - und y -Achse herangezogen werden. Wo Verdrehungen entstehen, sind diese durch das Lager oder durch das Bauwerk zu ermöglichen. In den unvermeidlichen Fällen, in denen Lager Verdrehungen widerstehen müssen, ist eine sorgfältige Berechnung durchzuführen, um sicherzustellen, dass das Lager dadurch nicht geschädigt wird.
- zu b): Lagerungen, bei denen unter bestimmten Bedingungen einzelne Lager Zuglasten aufnehmen müssen, können zu einer erheblichen Verschleißbeanspruchung des Lagers führen. Wo sie unvermeidlich sind, kann dem Problem dadurch begegnet werden, dass die Fugen zum Ausgleich der fehlenden vertikalen Kraft vorgespannt werden. Solche Fälle sind mit dieser Europäischen Norm nicht abgedeckt.

A.2 Erläuterung zu Abschnitt 5 „Bemessungsgrundsätze“

A.2.1 Erläuterung zu 5.1 „Allgemeines“

Bei der Verwendung von Linienkipplagern und einfachen Rollenlagern sollte die Wirkung von ungleichmäßiger Pressung über die Länge der Rolle bzw. der Kippleiste bei der Planung des Tragwerks und der Bemessung des Lagers berücksichtigt werden. Folgende Fälle sind problematisch:

- a) gekrümmte Überbauten;
- b) Tragwerke mit schlanken Pfeilern;
- c) Querträgerlose Überbauten.

A.2.2 Erläuterung zu 5.2 „Gleitsicherheit in Fugen“

Wenn Kopfbolzen oder andere Verankerungsmittel zur Aufnahme eines Teils des Widerstandes gegen horizontale Bewegungen vorgesehen sind, so sollte nachgewiesen werden, dass derjenige Widerstand ausreicht, bei dem noch keine Bewegungen in der Fuge auftreten. Bei Verwendung von Bolzen in Verbindung mit Löchern mit normalen Toleranzen sind Bewegungen unvermeidbar, bevor der volle Widerstand vorhanden ist. Solche Konstruktionen sind nicht akzeptabel.

A.2.3 Erläuterung zu 5.3 „Einbaubedingungen“

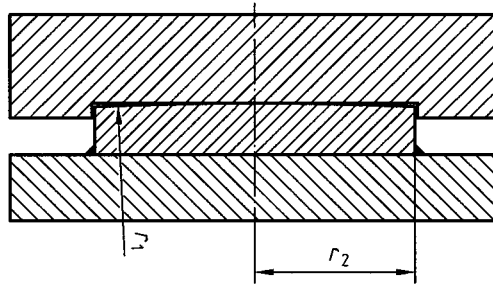
Es ist normalerweise schwierig, die Bedingungen auf der Baustelle zur Zeit des Einbaus vorherzusagen und daraus genaue Angaben über die zu berücksichtigende Bewegung abzuleiten. Es ist deshalb besser, für die Konstruktion möglichst ungünstige Annahmen zu treffen.

Sofern der Bauherr die Bedingungen zur Zeit des Einbaus berücksichtigen möchte, sollte dies mit dem Lagerhersteller vereinbart werden. Die genauen Einbaubedingungen sollten dann festgehalten werden, und es ist dafür Sorge zu tragen, dass diese Bedingungen beim Einbau beachtet werden.

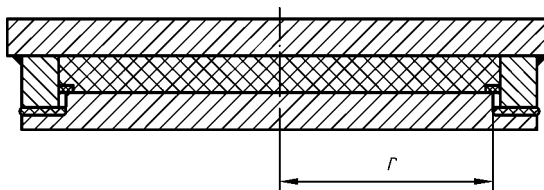
A.2.4 Erläuterung zu 5.4 „Bewegungszuschläge“

Beispiele für den Radius „ r “ werden nachfolgend angegeben:

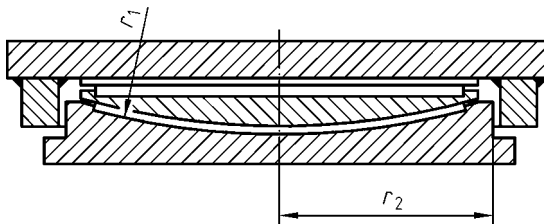
BEISPIEL 1 An Punktkipplagern gibt es zwei Fälle: Für die Bemessung des Druckstücks ist der Krümmungsradius, r_1 , die maßgebende Bemessungsgröße. Für die Bemessung des Anschlags an der oberen Lagerplatte ist die bemessungsrelevante Größe der Radius des Druckstückes in der Draufsicht r_2 .



BEISPIEL 2 Für Topflager ist die maßgebende Größe der Radius des Topfes oder des Deckels, r .



BEISPIEL 3 Bei Kalottenlagern gibt es zwei Fälle: Für die Bemessung der Gleitfläche ist die Bemessungsgröße der Krümmungsradius der Kalotte, r_1 , während für die Bemessung des Anschlags der innere Radius des Führungsringes, r_2 , zu nehmen ist.



Bei kleinen Bewegungen wird die rechnerische Ermittlung ungenau. Dies betrifft die meisten Drehbewegungen und kleine Verschiebungen. Der Sinn von 5.4 ist, sicherzustellen, dass in solchen Fällen ein kleiner Fehler in der Berechnung oder beim Einbau nicht zu einem totalen Versagen des Lagers führt.

A.2.5 Erläuterung zu 5.5 „Mindestbewegung für den statischen Nachweis“

Besondere Sorgfalt sollte angewendet werden, wenn bei der Berechnung von Bewegungen das Resultat aus zwei großen Bewegungen in entgegengesetzter Richtung (Differenzen großer Zahlen) herrührt. Um die größtmögliche Bewegung zu ermitteln, sollte eine möglichst ungünstige Kombination der einzelnen Einflüsse angenommen werden.

A.3 Erläuterung zu Abschnitt 6 „Lagerwiderstände“

A.3.1 Erläuterung zu 6.1 a)

Diese Einschränkung ist notwendig, weil die für die Herstellung von Lagern verwendeten Werkstoffe die angenommenen Eigenschaften nur in bestimmten eingegrenzten Temperaturbereichen besitzen. Im Fall von PTFE wird der Verschleiß größer bei höheren Temperaturen, während bei sehr niedrigen Temperaturen der Reibungskoeffizient in der Gleitfläche anwächst. Elastomer wird glasartig bei sehr niedrigen Temperaturen. Die Temperaturgrenzen, bei welchen die Werte gelten, sind in den anderen Teilen dieser Europäischen Norm angegeben.

A.3.2 Erläuterung zu 6.2 „Roll- und Gleitwiderstände mehrerer Lager“

Wenn Werte für den Widerstand bei Lagerbewegungen geschätzt werden, dann sollten alle Details der Bedingungen, unter denen diese gelten, angegeben werden. Außerdem sollte ein Hinweis gegeben werden über die Veränderung der Werte außerhalb der angegebenen Bedingungen. Der Zeitraum, für den die Werte gelten, sollte ebenfalls angegeben werden (siehe andere Teile dieser Europäischen Norm).

Die Rechenwerte für die Ermittlung des Widerstandes bei Bewegungen und Verformungen werden in den anderen Teilen dieser Europäischen Norm gegeben. Sie gelten für die ungünstigste Kombination von zulässigen Streuungen der Materialfestigkeit, der Umwelteinflüsse und der Toleranzen bei der Herstellung und beim Einbau.

Es sollte beachtet werden, dass der aktuelle Widerstand bei der Bewegung in der Regel erheblich geringer ist als der rechnerische Maximalwert. Letzterer sollte deshalb nicht in der Statik berücksichtigt werden, wenn er für die Konstruktion günstig ist.

Der ungünstigere Wert der Reibungszahlen (μ_a, μ_r) sollte stets genommen werden, wenn Bauteile nach Theorie II. Ordnung zu bemessen sind.

Wenn Einflüsse vorhanden sind, die ungünstig für bestimmte Lagertypen sind, so sollte überlegt werden, ob nicht andere Lagerarten verwendet werden können. Alternativen dazu sind ein besonderer Schutz der Lager und Einrichtungen für die schnelle Feststellung von Verschlechterungen und für geeignete Erhaltungsmaßnahmen.

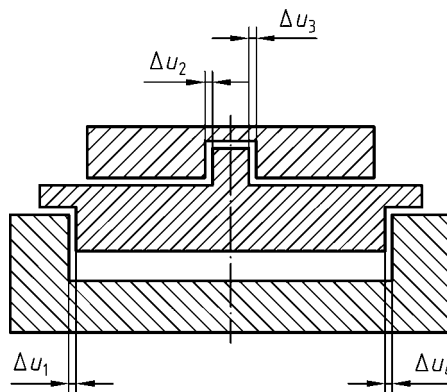
A.4 Erläuterung zu 7.1 „Lagerspiel“

Zu 7.1.1: Lagerspiele, an die hier gedacht wurde, sind z. B.:

- a) für Rollenlager das Spiel in den Führungen;
- b) bei stählernen Punktkipplagern das Spiel zwischen Druckstück und dem Anschlag der oberen Lagerplatte;
- c) für Topflager das Spiel zwischen dem Deckel und dem Topf;
- d) bei Kalottenlagern das Spiel zwischen der oberen und der unteren Platte bei festen Kalottenlagern;
- e) das Spiel bei Festhaltungen. Es handelt sich hierbei um das Spiel beim Einbau;
- f) das Spiel in den Führungsleisten von Gleitlagern und von Führungen in einseitig beweglichen Führungslagern;
- g) das Spiel in den Führungslagern und Festhaltekonstruktionen.

BEISPIEL 4 Das maximale Spiel zwischen zwei Extremstellungen wäre:

$$\Delta_u = \Delta_{u1} + \Delta_{u2} + \Delta_{u3} + \Delta_{u4}$$



A.5 Erläuterung zu Abschnitt 8 „Lagerungsplan“

Ein Lagerungsplan wird grundsätzlich für alle Bauwerke außer bei sehr einfachen Brücken und Konstruktionen benötigt und sollte allgemein bei Benutzung der Symbole und Bezeichnungen von Tabelle 1 folgendes enthalten:

- a) eine vereinfachte allgemeine Darstellung der Brücke im Grundriss, auf der die Lager zu erkennen sind;
- b) Details der Lagerungspunkte (z. B. Bewehrung und Aussparung);
- c) eine eindeutige Bezeichnung des Lagertyps an jedem Lagerungspunkt;
- d) eine Tabelle, in der die einzelnen Anforderungen für jedes Lager aufgelistet sind;
- e) Bettungs- und Befestigungsdetails.

Der Lagerungsplan kann hergestellt werden vom Auftraggeber oder vom Lagerhersteller oder von beiden, je nach Vereinbarung.

Anhang B (informativ) Typische Lagerliste

B.1 Allgemeines

Der Zweck einer Brückenlagerliste ist die Auflistung von Angaben, die üblicherweise für die Bemessung von Lagern für ein bestimmtes Bauwerk erforderlich sind. Diese Angaben sollten sicherstellen, dass Lager so bemessen und konstruiert werden, dass unter dem Einfluss aller möglichen Einwirkungen ungünstige Auswirkungen des Lagers auf das Bauwerk vermieden werden. Der Lagerliste sollte eine Zeichnung beigelegt sein, in der die Anordnung der Lager mit Kennzeichnungen einschließlich eines typischen Querschnitts der Brücke sowie der Einzelheiten aller besonderen Einbauanforderungen dargestellt sind. Lagerfunktionen sollten in der Zeichnung durch die in Tabelle 1 verwendeten Symbole angegeben werden. Wenn beabsichtigt ist, einen bestimmten Lagertyp zu verwenden, sollte dieser nach Tabelle 1 beschrieben werden. Falls mehrere Lagertypen die in der Lagerliste angegebenen Anforderungen erfüllen können, sollten die Punkte offengelassen oder mögliche alternative Typen aufgeführt werden.

Da es nicht möglich war, eine Übereinstimmung hinsichtlich der Form der Lagerliste zu erreichen, werden zwei Alternativen vorgestellt. Die erste in B.2 entspricht britischer, die zweite in B.3 deutscher Praxis.

Der Aufsteller sollte diejenige wählen, die seinen Anforderungen am besten entspricht, oder seine eigene Liste erstellen.

Jeder Punkt in der typischen Lagerliste sollte berücksichtigt werden; es kann jedoch sein, dass einige Punkte für ein bestimmtes Lager nicht maßgebend sind. Es sollten nur relevante Angaben erfolgen, und falls ein Punkt in der Lagerliste nicht zutreffend ist, sollte dies angegeben werden. Wenn besondere Bedingungen gegeben sind, sollten zusätzliche Angaben erfolgen.

B.2 Lagerliste, Alternative 1

Die folgenden Angaben dienen als Leitfaden für die Bestimmung der in Tabelle B.1 geforderten Angaben.

- 1) Der Name oder eine Referenznummer, die das Bauwerk eindeutig identifizieren, sollten angegeben werden.
- 2) Lagerkennzeichnung und -nummer nach Tabelle 1: Lager mit unterschiedlichen Funktionen oder Anforderungen an die Tragfähigkeit sollten durch spezifische Positionsnummern unterschieden werden.

- 3) Gesamtzahl: Die erforderliche Anzahl der jeweils gleichartigen Lager sollte angegeben werden.
- 4) Baustoffe der angrenzenden Bauteile: Die Baustoffe, die an die äußeren Lagerplatten angrenzen, sollten angegeben werden, da sie die Bemessung und Ausführung der Lagerplatten beeinflussen können.
- 5) Pressung am ausschließenden Bauteil: Die mittlere rechnerische Pressung ist die Spannung in der wirksamen Kontaktfläche bei Anwendung der Spannungs-Block-Theorie, gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Lastverteilung in der Lagerplatte (Beispiele siehe EN 1337-2, Anhang A).
- 6) Bemessungswerte der Kräfte: Die ungünstigsten Einzelwerte sollten in der Lagerliste angegeben werden. Die ungünstigste Kombination dieser Werte ist im Allgemeinen für eine hinreichende Bemessung des Lagers ausreichend. Nur in besonderen Fällen würde durch Berücksichtigung der tatsächlichen, gleichzeitig auftretenden Kräfte der Lasteinwirkungen größere Wirtschaftlichkeit erzielt werden; dann sollten diese Werte im Einzelnen angegeben werden.
- 7) Verschiebung: Verschiebungen des Überbaus an einem Lager sollten bestimmt und gewichtet werden. Dabei sollte auch jede Bewegung der unterstützenden Konstruktion berücksichtigt werden. Quer- und Längsbewegungen erfolgen üblicherweise rechtwinklig bzw. parallel zur Längsachse der Brücke. Bei eventueller Mehrdeutigkeit (z. B. bei im Grundriss schiefwinkligem Unterbau) sollten die Bewegungsrichtungen in der zugehörigen Zeichnung deutlich angegeben werden.
- 8) Verdrehung: Die irreversiblen und reversiblen Verdrehungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, denen sich das Lager anpassen muss, sollten im Bogenmaß angegeben werden. Bei Elastomerlagern sollte der Höchstwert der Verhältniszahl

$$100 \times \frac{\text{Bemessungsverdrehung (Bogenmaß)}}{\text{gleichzeitig geltende vertikale Bemessungslast (kN)}}$$

ebenfalls angegeben werden.

- 9) Grenzmaße der Lager: Es sollte die mögliche Größtabmessung des Lagers angegeben werden, um die größte Freiheit bei der Bemessung des Lagers zu ermöglichen.
- 10) Tolerierbare Lagerbewegungen unter kurzzeitigen Lasten: Die tolerierbaren Bewegungen in Richtungen, in denen das Lager unverschieblich sein soll, sollten angegeben werden.
- 11) Aufnehmbare Kräfte bei Verschiebung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: Für die Bemessung des Tragwerks kann der Widerstand des Lagers bei Verschiebungen von Bedeutung sein; in diesem Fall sollte die entsprechende vom Tragwerk aufnehmbare horizontale Kraft für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angegeben werden. Bei Elastomerlagern sind die Werte für langsame Bewegungen bei normalen Temperaturen anzugeben (der für die Bemessung des Bauwerks Verantwortliche sollte besondere Werte für niedrige Temperaturen und schnelle Bewegungen vorgeben).
- 12) Aufnehmbares Moment bei Verdrehung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: Bei der Bemessung des Tragwerks kann der Widerstand des Lagers bei Verdrehung von Bedeutung sein; in diesem Fall sollte das entsprechende vom Tragwerk aufnehmbare Moment für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angegeben werden. Elastomerlager sollten wie in Punkt 11) angegeben behandelt werden.
- 13) Erforderliche Verankerungsart: Es sind verschiedene Maßnahmen zur Verankerung der Lager im Über- und Unterbau für den jeweiligen Lagertyp geeignet. Spezielle Vorgaben für z. B. Reibung, Bolzen, Dübel, Federn oder andere Vorrichtungen sollten angegeben werden. Wenn ein Anteil der Verschiebungskraft durch Reibung aufgenommen werden muss, sollten dieser Anteil und die erforderliche Oberflächenbedingung angegeben werden.
- 14) Besondere Anforderungen: Es sollten die Einzelheiten aller besonderen Bedingungen angegeben werden, z. B. extreme Witterungseinflüsse, hohe Ozonkonzentration, begrenzter Zugang, nichthorizontale Lagerfuge, nicht im rechten Winkel zu den Trägern stehende Lager, vorübergehende Zwängungen. Die höchsten und die niedrigsten Temperaturen sowie Einzelheiten aller besonderen biologischen Bedingungen, denen das Lager bei Gebrauch ausgesetzt sein könnte, sollten angegeben werden, sofern sie von den üblicherweise zu erwartenden Bedingungen abweichen.

Tabelle B.1 — Typische Lagerliste

1	Bauwerksname oder Verweisung				
2	Lagerkennzeichnung				
	Lagertyp (Nummer nach Tabelle 1)				
3	Gesamtzahl				
4	Angrenzende Baustoffe ¹⁾	obere angrenzende Bauwerksfläche			
		untere angrenzende Bauwerksfläche			
5	Mittlere Pressung in der Lagerfuge (N/mm ²)	obere Fläche	Gebrauchstauglichkeit (SLS)		
			Tragfähigkeit (ULS)		
		untere Fläche	Gebrauchstauglichkeit (SLS)		
			Tragfähigkeit (ULS)		
6	Bemessungswerte für die Einwirkungen aus der Belastung (kN)	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	vertikal N	max.	
				Ständig	
				min.	
			quer $V_{y, sd}$		
			längs $V_{x, sd}$		
		Grenzzustand der Tragfähigkeit	vertikal N		
			quer $V_{y, ud}$		
			längs $V_{x, ud}$		
7	Verschiebung (mm)	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	irreversibel	quer $v_{y, sdi}$	
				längs $v_{x, sdi}$	
			reversibel	quer $v_{y, sdr}$	
				längs $v_{x, sdr}$	
		Grenzzustand der Tragfähigkeit	irreversibel	quer $v_{y, udi}$	
				längs $v_{x, udi}$	
			reversibel	quer $v_{y, udr}$	
				längs $v_{x, udr}$	
8	Verdrehung (Bogenmaß)	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	irreversibel	quer $v_{y, sdi}$	
				längs $\alpha_{x, sdi}$	
			reversibel	quer $\alpha_{y, sdr}$	
				längs $\alpha_{x, sdr}$	
		Höchstwert (100 × Bogen/(kN))	quer $\alpha_{y, sdm}$		
			längs $\alpha_{x, sdm}$		

Tabelle B.1 (fortgesetzt)

9	Grenzmaße der Lager (mm)	obere angrenzende Bauwerksfläche	quer				
			längs				
		untere angrenzende Bauwerksfläche	quer				
			längs				
	Gesamthöhe						
10	Zulässige Bewegung des Lagers unter kurzzeitigen Lasten (mm)		vertikal				
			quer				
			längs				
11	Größter zulässiger Widerstand gegen Verschiebung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (kN)		quer $W_{y, sd}$				
			längs $W_{x, sd}$				
12	Größter zulässiger Widerstand gegen Verdrehung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (kN × m)		quer $M_{y, sd}$				
			längs $M_{x, sd}$				
13	Erforderliche Verankerungsart		obere Fläche				
			untere Fläche				
14	Besondere Anforderungen		Alle weiteren Angaben sind auf einem getrennten Blatt anzugeben.				
1) z. B. Zementmörtel, Epoxidharzmörtel, Ortbeton, Fertigbeton, Stahl, Bauholz.							

B.3 Lagerliste, Alternative 2**Tabelle B.2 — Typische Lagerliste**

1	Bauwerksbezeichnung	
2	Einbauort (Achse)	
	Lagerart	
	Lagertyp (Nummer nach Tabelle 1)	
	Stückzahl	
3	Grenzabmessungen des Lagers	Länge (mm)
		Höhe (mm)
		Breite (mm)
4	Lagervoreinstellung	v_{vx} (mm)
5	Kombination der Bemessungswerte: Kräfte, Verschiebungen, Winkelverdrehungen	
	N_{Sd}	max. (kN)
		ständig (kN)
		min. (kN)
	max. $V_{x, Sd}$ (kN)	
	max. $V_{y, Sd}$ (kN)	
	$v_{x, d}$	max. (mm)
		min. (mm)
	$v_{y, d}$	max. (mm)
		min. (mm)
	$\alpha_{y, d}$	max. (‰)
		min. (‰)
	$\alpha_{x, d}$	max. (‰)
		min. (‰)

Die Tabelle bedarf der Ergänzung durch den Lagerungsplan sowie durch Pläne der angrenzenden Bauteile.

Anhang C (informativ)

Temperatur, Schwinden und Kriechen

Wenn nationale Normen für den Regelungsbereich dieses Anhangs vorhanden sind, müssen sie gegenüber diesem Anhang vorgezogen werden.

C.1 Temperatur

Die Bestimmung der Einbautemperatur richtet sich nach EN 1337-11, Anhang A.

Für die Lager ist die Einwirkung „Temperatur“ eine Haupteinwirkung in allen Kombinationen. Der charakteristische Wert dieser veränderlichen Einwirkung kann unter Zugrundelegung ihrer **mittleren Wieder-**

kehrperiode bestimmt werden, beispielsweise tägliche und jährliche Perioden für häufige Kombinationen und eine Periode von 30 Jahren für seltene Kombinationen, aufgezeichnet von der nächstgelegenen Wetterstation.

Die Temperaturdifferenz $t_{\max} - t_{\min}$ innerhalb des Bauwerks hängt ab von den örtlichen Temperaturverhältnissen und anderen klimatischen Faktoren, wie z. B. dem Unterschied zwischen Land- und Seeklima. Der Einfluss dieser Faktoren wird in dieser Europäischen Norm nicht geregelt.

Die Temperaturen $t_{\min}$ und $t_{\max}$ sind Durchschnittswerte für das Bauwerk. Der Querschnitt, der Baustoff, die lokale klimatische Situation und die vorhandenen nationalen Regeln müssen bei ihrer Bestimmung berücksichtigt werden.

Die Temperaturspanne innerhalb des Bauwerks ist:

$$\Delta t = |t_{\max} - t_{\min}| \quad (\text{C.1})$$

Wenn die genaue Temperatur des Bauwerks beim Einbau bekannt ist:

$$\Delta t_1 = 1,35 \times \Delta t$$

Dabei ist

Δt_1 die „realistische“ Temperaturschwankung.

Wenn keine genaueren Werte verfügbar sind, sollten die Werte nach oben und unten so erweitert werden, dass

$$|t_{1,\min} - t_{\min}| \geq |t_{1,\max} - t_{\max}|$$

$t_{1,\min}$, $t_{1,\max}$ sind „realistische“ Grenztemperaturen.

Wenn die Temperatur des Bauwerks während des Einbaus im voraus geschätzt wird, muss der Zuschlag Δt^* nach Tabelle C.1 berücksichtigt werden:

$$t_{1,\min}^* = t_{1,\min} - \Delta t^*$$

$$t_{1,\max}^* = t_{1,\max} - \Delta t^*$$

mit

$t_{1,\min}^*$, $t_{1,\max}^*$ als „hypothetische“ Grenztemperaturen.

Tabelle C.1 — Grenztemperaturen

1	2	3
Temperaturspanne innerhalb des Bauwerks	„realistische“ Grenztemperaturen, wenn die genauen Bauwerkstemperaturen während des Einbaus bekannt sind und berücksichtigt werden	„hypothetische“ Grenztemperaturen, wenn die genauen Bauwerkstemperaturen im voraus geschätzt werden
$t_{\min}$ $t_{\max}$	$t_{1,\min}$ $t_{1,\max}$ ($\frac{\Delta t_1}{\Delta t} = 1,35$, sofern nicht auf andere Weise ermittelt)	$t_{1,\min}^*$ $t_{1,\max}^*$ ($t_1 - t_1^* = \Delta t^*$) $\Delta t^* = 10 \text{ K}$ für Beton, $\Delta t^* = 15 \text{ K}$ für Stahl und Stahlverbundung)

C.2 Kriechen und Schwinden

Die Schwind- und Kriechverformungen sind wie zusätzliche Temperatureinwirkungen (in der Regel Abkühlungen) zu behandeln.

DIN EN 12812

ICS 91.220

Ersatz für
DIN EN 12812:2004-09**Traggerüste –
Anforderungen, Bemessung und Entwurf;
Deutsche Fassung EN 12812:2008**

Falsework –
Performance requirements and general design;
German version EN 12812:2008

Etaisements –
Exigences de performance et méthodes de conception et calculs;
Version allemande EN 12812:2008

Gesamtumfang 47 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 12812:2008-12

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 12812:2008) wurde vom Technischen Komitee CEN TC/53 „Temporäre Konstruktionen für Bauwerke“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom DIN (Deutschland) gehalten wird. Der für die deutsche Mitarbeit zuständige Arbeitsausschuss im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. ist der als Spiegelausschuss eingesetzte Arbeitsausschuss NA 005-11-16 AA „Traggerüste“.

Für zusätzliche zu den in dieser Norm genannte Werkstoffe ist der Nationale Anhang NA zu beachten.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 12812:2004-09 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) in der Norm wurden insgesamt Fehlerkorrekturen vorgenommen;
- b) Klarstellung zur Bestimmung der idiellen Schubsteifigkeit in 9.4.2.4.

Frühere Ausgaben

DIN EN 12812: 2004-09

DIN 4421: 1982-08

Nationaler Anhang NA (normativ)

Zusätzliche Werkstoffe für tragende Gerüstbauteile in Deutschland

Es dürfen verwendet werden:

- Werkstoffe, für die die technischen Baubestimmungen Bemessungsangaben enthalten [z. B. DIN 18800-1:1990-11];
- zusätzlich Werkstoffe nach Tabellen 1 und 2.

Werkstoffe für Rohre nach Tabelle NA.1 sind vom Hersteller mindestens durch eine Bescheinigung nach DIN EN 10204 zu belegen.

Zur Ermittlung der Beanspruchbarkeiten von Bauteilen aus Werkstoffen nach Tabellen NA.1 und NA.2 sind die charakteristischen Werte nach Tabelle NA.3 heranzuziehen.

Tabelle NA.1 — Zusätzliche Werkstoffe für Gerüste

	1a	1b	2	4
Konstruk- tionsteile	Vergütungsstähle (vergütet TQ + T) nach DIN EN 10083:2006		Stahlguss nach DIN 1681:1985-06	Geschweißte/Nahtlose Rohre nach DIN 1626:1984-10 bzw. nach DIN 1629:1984-10
	Teil 2	Teil 1		
Rohre	—	—	—	St 37.0
				St 44.0
				St 52.0
Spindeln	1 C 35	—	—	—
	1 C 45			
Form- stücke	—	—	GS-38	—
			GS-45	
Verbin- dungs- mittel	1 C 35	51 CrV 4	—	—
	1 C 45	42 CrMo 4		
	1 C 60	50 CrMo 4		

DIN EN 12812:2008-12**Tabelle NA.2 – Werkstoffe für Gerüste aus Altbeständen**

	1	2	3	4	5	6
Konstruktionsteile	Allgemeine Baustähle nach DIN 17100:1987-12	Geschweißte Stahlrohre nach DIN 1626-3:1965-01	Nahtlose Rohre nach DIN 1629-3:1961-01	Vergütungsstähle nach DIN 17200:1984-11 oder DIN 17200:1969-12	Temperguss nach DIN 1692:1963-06	Gusseisen mit Kugelgraphit nach DIN 1693-1:1973-10
Allgemein	St 33	—	—	—	—	—
	St 33-1 ^a					
	St 37-1 ^a					
	St 44-2					
Rohre	—	St 34-2	St 35	—	—	—
			St 55			
Spindeln	St 42-2 ^a	—	—	C 35 V	—	—
				C 45 V		
Formstücke	—	—	—	—	GTW-35-04	GGG-35.3
					GTW-35 ^b	GGG-40
					GTW- S 38-12	
					GTW-S 38 ^b	
					GTW 40-05	
					GTW-40 ^b	
					GTW-55 ^b	
Verbindungs- mittel	St 50-2	—	—	C 35 V	—	—
	St 60-1 K ^a			C 45 V		
	St 60-2			C 60 V		
	St 60-2 K ^a			50 CrV 4 V		
				42 CrMo 4 V		
				50 CrMo 4 V		
^a Nach DIN 17100:1966-09						
^b Nach DIN 1692:1963-06						

Tabelle NA.3 – Als charakteristische Werte für Werkstoffe nach Tabellen NA.1 und NA.2 festgelegte Werte

Werkstoff		Streckgrenze $f_{y,k}$ N/mm ²	Zugfestigkeit $f_{u,k}$ N/mm ²
Baustahl	St 33, St 33-1	190	330
	St 37-1	235	360
	St 42-2	260	420
	St 44-2	275	440
	St 50-2	300	500
	St 60-1 K, St 60-2, St 60-2 K	340	600
Geschweißte/ Nahtlose Rohre		190	330
	St 35, St 37.0	235	370
	St 44.0	275	440
	St 52.0	355	510
	St 55	300	550
Vergütungs- stähle	1 C 35, C 35 V	320	550
	1 C 45, C 45 V	370	630
	1 C 60, C 60 V	450	750
	42 CrMo 4 V, 42 CrMo 4	650	900
	50 CrV 4 V, 50 CrMo 4 V, 50 CrMo 4, 51 CrV 4	700	900
Stahlguss ^a	GS-38	180	380
	GS-45	215	450
Temperguss ^a	GTW-35-04, GTW 35	145	350
	GTW-S 38-12, GTW S 38	155	380
	GTW-40-05, GTW-40	160	400
	GTW-55	275	550
Gusseisen ^a	GGG-35.3	205	350
	GGG-40	230	400
^a Es ist zu beachten, dass der Elastizitätsmodul von Gusswerkstoffen wesentlich niedriger sein kann als der von Stahl.			

Nationaler Anhang NB (informativ)

Literaturhinweise

Die folgenden zitierten Normen sind für die Anwendung des Nationalen Anhangs NA erforderlich.

DIN 1626:1984-10, *Geschweißte kreisförmige Rohre aus unlegierten Stählen für besondere Anforderungen; Technische Lieferbedingungen*

DIN 1626-3:1965-01, *Geschweißte Stahlrohre aus unlegierten und niedrig legierten Stählen für Leitungen, Apparate und Behälter; Rohre mit Gütevorschriften — Technische Lieferbedingungen*

DIN 1629:1984-10, *Nahtlose kreisförmige Rohre aus unlegierten Stählen für besondere Anforderungen — Technische Lieferbedingungen*

DIN 1629-3:1961-01, *Nahtlose Rohre aus unlegiertem Stahl für Leitungen, Apparate und Behälter; Rohre mit Gütevorschriften — Technische Lieferbedingungen*

DIN 1681:1985-06, *Stahlguß für allgemeine Verwendungszwecke — Technische Lieferbedingungen*

DIN 1692:1963-06, *Temperguß — Begriff, Eigenschaften*

DIN 1693-1:1973-06, *Gußeisen mit Kugelgraphit — Werkstoffsorten, unlegiert und niedriglegiert*

DIN 17100:1966-09, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Stählen für den allgemeinen Stahlbau*

DIN 17100:1987-12, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Stählen für den allgemeinen Stahlbau*

DIN 17200:1969-12, *Vergütungsstähle — Gütevorschriften*

DIN 17200:1984-11, *Vergütungsstähle — Technische Lieferbedingungen*

DIN 18800-1:1990, *Stahlbauten — Bemessung und Konstruktion*

DIN EN 10083-1:2006, *Vergütungsstähle — Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen*

DIN EN 10083-2:2006, *Vergütungsstähle — Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Stähle*

DIN EN 10204, *Metallische Erzeugnisse — Arten von Prüfbescheinigungen*

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 12812

Juli 2008

ICS 91.220

Ersatz für EN 12812:2004

Deutsche Fassung

**Traggerüste —
Anforderungen, Bemessung und Entwurf**

Falsework —
Performance requirements and general design

Etalements —
Exigences de performance et méthodes de conception et
calculs

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 7. Juni 2008 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 Management-Zentrum des CEN oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

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

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



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

Management-Zentrum: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel

DIN EN 12812:2008-12
EN 12812:2008 (D)

Inhalt

	Seite
Vorwort	3
Einleitung.....	4
1 Anwendungsbereich	5
2 Normative Verweisungen	5
3 Begriffe	6
4 Bemessungsklassen	7
4.1 Allgemeines.....	7
4.2 Bemessungsklasse A.....	7
4.3 Bemessungsklasse B.....	7
5 Werkstoffe	8
5.1 Allgemeines.....	8
5.2 Grundanforderungen an die Werkstoffe	8
5.3 Schweißseignung	8
6 Grundlegende Informationen für Entwurf und Bemessung	8
7 Konstruktive Anforderungen.....	9
7.1 Allgemeines.....	9
7.2 Mindestwanddicken.....	9
7.3 Anschlusskonstruktionen und Verbindungsmittel	9
7.4 Verformungsfähigkeit modularer Stützentürme.....	10
7.5 Gründung.....	11
7.6 Stützentürme.....	13
8 Einwirkungen	13
8.1 Allgemeines.....	13
8.2 Direkte Einwirkungen	13
8.3 Indirekte Einwirkungen	17
8.4 Lastkombinationen.....	17
9 Entwurf und Bemessung für die Bemessungsklassen B1 und B2.....	18
9.1 Technische Dokumentation.....	18
9.2 Bemessung.....	19
9.3 Imperfektionen und Randbedingungen.....	23
9.4 Ermittlung der Schnittkräfte	29
9.5 Charakteristische Widerstands- und Reibungsbeiwerte	36
Anhang A (informativ) Koordination der Traggerüstarbeiten.....	39
Anhang B (informativ) Reibungsbeiwerte.....	40
Literaturhinweise	41

Vorwort

Dieses Dokument (EN 12812:2008) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 53 „Temporäre Konstruktionen für Bauwerke“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom DIN gehalten wird.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Januar 2009, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis Januar 2009 zurückgezogen werden.

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

Dieses Dokument wird EN 12812:2004 ersetzen.

Diese Europäische Norm ist Teil einer Gruppe von Normen, zu der auch EN 12810-1, EN 12810-2, EN 12811-1, EN 12811-2, EN 12811-3 und EN 12813 gehören.

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.

DIN EN 12812:2008-12
EN 12812:2008 (D)

Einleitung

Traggerüste werden in der Regel zu Folgendem verwendet:

- um die durch den frisch eingebauten Beton erzeugten Lasten so lange aufzunehmen, bis die Konstruktion selbst eine ausreichende Tragfähigkeit erreicht hat;
- um die Lasten von Bauteilen, Anlagen und Ausrüstung, die aus dem Aufbau, der Instandhaltung, der Änderung oder dem Entfernen von Gebäuden oder anderen Bauwerken resultieren, aufzunehmen;
- zusätzlich als Unterstützungsstruktur zur zeitweiligen Lagerung von Baustoffen, Bauteilen und Ausrüstung.

Diese Europäische Norm formuliert Anforderungen zur Ausschreibung und zur Anwendung von Traggerüsten und enthält Verfahren für die Bemessung (Tragwerksplanung) von Traggerüsten, die erforderlich sind, um diese Anforderungen zu erfüllen. Abschnitt 9 beschreibt die Bemessungsverfahren. Die Norm enthält außerdem vereinfachte Bemessungsverfahren für die Verwendung von Rohren und Kupplungen in Traggerüsten. Die Angaben zur Bemessung ergänzen die relevanten Eurocodes für das Bauwesen.

Die Norm beschreibt unterschiedliche Bemessungsklassen. Auf diese Weise kann der entwerfende Ingenieur zwischen komplexeren und weniger komplexen Bemessungsverfahren wählen und dabei dennoch ein vergleichbares Sicherheitsniveau erreichen.

Notwendige Maßnahmen zur Gewährleistung der Arbeitssicherheit werden in EN 12811-1 sowie weiteren Dokumenten behandelt.

1 Anwendungsbereich

Diese Europäische Norm legt Anforderungen und Verfahren für die Bemessung von Traggerüsten im Grenzzustand der Tragfähigkeit für zwei Bemessungsklassen fest.

Sie gibt die Regeln an, die für den Aufbau und die Verwendung von Traggerüsten zu beachten sind.

Sie gibt weiterhin Angaben für den Fall, dass Traggerüste zur temporären Unterstützung von „bestehenden Bauwerken/Bauteilen“ benötigt werden.

Diese Europäische Norm enthält auch Angaben zu Gründungen.

Die vorliegende Europäische Norm legt keine spezifischen Anforderungen an Schalungen fest, obwohl diese Teil der Traggerüstkonstruktion sein können. Sie formuliert ebenfalls keine Angaben zum Zugang und zu Arbeitsgerüsten; die entsprechenden Angaben sind in EN 12811-1 zu finden.

Diese Europäische Norm enthält keine Angaben zu Arbeiten auf der Baustelle. Sie macht keine Angaben zur Verwendung genormter Produkte auf der Baustelle, einschließlich Schalungsträger aus Holz nach EN 13377 und Baustützen aus Stahl mit Ausziehvorrichtung nach EN 1065.

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 74-1, *Kupplungen, Zentrierbolzen und Fußplatten für Arbeitsgerüste und Traggerüste — Teil 1: Rohrkupplungen — Anforderungen und Prüfverfahren*

prEN 74-2, *Kupplungen, Zentrierbolzen und Fußplatten für Arbeitsgerüste und Traggerüste — Teil 2: Spezialkupplungen — Anforderungen und Prüfverfahren*

EN 74-3, *Kupplungen, Zentrierbolzen und Fußplatten für Arbeitsgerüste und Traggerüste — Teil 3: Ebene Fußplatten und Zentrierbolzen — Anforderungen und Prüfverfahren*

EN 1065:1998, *Baustützen aus Stahl mit Ausziehvorrichtung — Produktfestlegung, Bemessung und Nachweis durch Berechnung und Versuche*

EN 1090-2, *Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 2: Technische Anforderungen an die Ausführung von Tragwerken aus Stahl*

EN 1090-3, *Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 3: Technische Anforderungen an die Ausführung von Tragwerken aus Aluminium*

EN 1990, *Eurocode — Grundlagen der Tragwerksplanung*

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

EN 1993-1-1:2005, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

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

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

DIN EN 12812:2008-12 **EN 12812:2008 (D)**

EN 1999 (alle Teile), *Eurocode 9 — Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken*

EN 12810-1:2003, *Fassadengerüste aus vorgefertigten Bauteilen — Teil 1: Produktfestlegungen*

EN 12811-1:2003, *Temporäre Konstruktionen für Bauwerke — Teil 1: Arbeitsgerüste — Leistungsanforderungen, Entwurf, Konstruktion und Bemessung*

EN 12811-3, *Temporäre Konstruktionen für Bauwerke — Teil 3: Versuche zum Tragverhalten*

EN 12813, *Temporäre Konstruktionen für Bauwerke — Stützentürme aus vorgefertigten Bauteilen — Besondere Anforderungen*

EN 13377, *Industriell gefertigte Schalungsträger aus Holz — Anforderungen, Klassifikation und Nachweis*

3 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die Begriffe nach EN 1993-1-1:2005 und die folgenden Begriffe.

3.1

Fachwerkstrebe

Bauteil, das zwei Punkte eines Tragwerks verbindet, um zu dessen Aussteifung beizutragen

3.2

Bemessungsklasse

Klasse, die den Umfang der Bemessung für das Traggerüst festlegt

3.3

Traggerüst

temporäre Unterstützung für einen Teil eines Bauwerks, solange dieses nicht ausreichend tragfähig ist, sowie für die zugehörigen Verkehrslasten

3.4

Schalung

Teil der temporären Konstruktion, die dem Frischbeton die erforderliche Form gibt und ihm als Auflager dient

3.5

Gründung

zum Übertragen von Lasten in den Untergrund erforderliche Konstruktion

3.6

Ballast

Material, das auf einem Traggerüst positioniert wird, um ihm durch sein Gewicht Stabilität zu verleihen

3.7

Imperfektionen

Vorverkrümmung oder Schiefstellung eines Bauteils oder der Konstruktion zur Berücksichtigung struktureller und geometrischer Abweichungen vom Idealzustand

ANMERKUNG 1 Eine Vorverkrümmung kann sowohl in einem einzelnen Bauteil als auch in einer modularen Trägerkonstruktion auftreten. Sie tritt auf, weil das Bauteil nicht gerade ist oder nicht gerade hergestellt wurde, oder weil Bauteile bei der Montage nicht ausgerichtet wurden.

ANMERKUNG 2 Hierbei handelt es sich um Werte für die Bemessung; sie können oberhalb der zulässigen Abweichung für den Aufbau liegen.

3.8

Knotenpunkt

theoretischer Schnittpunkt von Bauteilen

3.9**Winkelabweichung**

durch die Lastaufbringung erzeugte und als Winkel gemessene Verschiebung einer Stütze oder eines anderen Tragwerkes

4 Bemessungsklassen**4.1 Allgemeines**

Die Bemessung muss einer der zwei folgenden Bemessungsklassen entsprechen: A oder B. Bemessungsklasse B ist in zwei Unterklassen unterteilt, B1 und B2, siehe 4.3. Der entwerfende Ingenieur entscheidet, welche Bemessungsklasse angewendet wird.

4.2 Bemessungsklasse A

ANMERKUNG Traggerüste der Bemessungsklasse A sind diejenigen Konstruktionen, die der bewährten Praxis entsprechen. Es ist anzunehmen, dass sie die Anforderungen an die Bemessung erfüllen.

Bemessungsklasse A deckt Traggerüste für einfache Konstruktionen, beispielsweise für vor Ort hergestellte Deckenplatten und Träger.

Bemessungsklasse A darf nur angewendet werden, wenn:

- a) die Querschnittsfläche der Deckenplatten $0,3 \text{ m}^2$ je Meter Breite der Deckenplatte nicht überschreitet;
- b) die Querschnittsfläche der Träger $0,5 \text{ m}^2$ nicht überschreitet;
- c) die lichte Spannweite der Träger und Deckenplatten $6,0 \text{ m}$ nicht überschreitet;
- d) die Höhe bis zur Unterseite des zu errichteten Bauteils weniger als $3,5 \text{ m}$ beträgt.

Die Bemessung für Traggerüste der Bemessungsklasse A muss den Anforderungen der Abschnitte 5 und 7 entsprechen.

4.3 Bemessungsklasse B

Für Traggerüste der Bemessungsklasse B ist eine vollständige Bemessung auf der Grundlage der entsprechenden Eurocodes durchzuführen. In dieser Norm gibt es für die Bemessungsklasse B1 und B2 zusätzliche Randbedingungen und Spezifikationen, die nachstehend im Einzelnen aufgeführt sind. Bemessungsklasse B2 verwendet ein einfacheres Bemessungsverfahren als Bemessungsklasse B1. Durch Berücksichtigung ergänzender Randbedingungen wird sichergestellt, dass die Sicherheitsniveaus der Bemessungsklassen B1 und B2 vergleichbar sind.

4.3.1 Bemessungsklasse B1

Die Bemessung muss den relevanten Eurocodes (EN 1990, EN 1991 bis EN 1999) und zusätzlich 9.1.1, 9.1.2.1, 9.1.3, 9.3.3 und 9.4.1 der vorliegenden Norm entsprechen.

ANMERKUNG Es wird vorausgesetzt, dass die bauliche Umsetzung des Traggerüsts der von Dauerbauwerken entspricht, siehe EN 1090-2 und EN 1090-3 für Tragwerke aus Metall.

4.3.2 Bemessungsklasse B2

Die Bemessung muss den Abschnitten 5, 6, 7, 8 und 9, mit Ausnahme von 9.1.2.1, 9.3.3 und 9.4.1, der vorliegenden Norm sowie den relevanten Eurocodes (EN 1990, EN 1991 bis EN 1999) entsprechen. Im Konfliktfall haben die Bestimmungen der vorliegenden Norm Vorrang.

DIN EN 12812:2008-12

EN 12812:2008 (D)

ANMERKUNG Es wird auf die in 9.3 und 9.4 angegebenen vereinfachten Verfahren und die in 9.1.2 angegebenen Anforderungen an die Zeichnungen und die sonstige Dokumentation hingewiesen.

5 Werkstoffe

5.1 Allgemeines

Es dürfen nur Werkstoffe verwendet werden, die für den vorgesehenen Anwendungszweck im Traggerüstbau geeignet sind.

5.2 Grundanforderungen an die Werkstoffe

5.2.1 Die Werkstoffe müssen den Europäischen Produktnormen entsprechen; gibt es diese Produktnormen nicht, sind nationale Normen zu anzuwenden.

5.2.2 Sofern die für die Bemessung wesentlichen Eigenschaften der Werkstoffe und Bauteile nicht den Normen entnommen werden können, auf die in 5.2.1 verwiesen wird, sind diese durch Versuche (siehe 9.5.2) zu ermitteln.

5.2.3 Stahl der Desoxidationsart FU (unberuhigt vergossener Stahl) darf nicht verwendet werden.

5.3 Schweißeignung

Der verwendete Stahl muss zum Schweißen geeignet sein. Ausgenommen hiervon sind Bauteile und/oder Baugruppen an denen nicht geschweißt werden darf, z. B. Knoten aus Stahlguß. Der Schweißvorgang muss den Anforderungen der EN 1090-2 und der EN 1090-3 entsprechen.

Aluminiumbauteile dürfen auf der Baustelle nicht geschweißt werden.

6 Grundlegende Informationen für Entwurf und Bemessung

Dem Entwurf und der Bemessung muss eine Beschreibung der Konstruktion zugrunde liegen, die sämtliche erforderlichen Daten für die Baumaßnahme und für das Traggerüst enthält, einschließlich der Angaben zu Aufbau, Anwendung, Abbau und Belastungsschemata.

ANMERKUNG 1 Beton stellt ein typisches Beispiel für eine Belastung dar.

ANMERKUNG 2 Es sollten Angaben über die auf der Baustelle vorliegenden Bedingungen vorliegen. Diese sollten in die Beschreibung der Konstruktion aufgenommen werden. Besonders wichtig sind Angaben zu Folgendem:

- Übersichtszeichnung mit den Höhenangaben, einschließlich der angrenzenden Bauwerke;
- Festlegung der Parameter zur Berechnung der Windlast für die vorliegenden Randbedingungen;
- Lage der Versorgungseinrichtungen, wie beispielsweise Wasserrohre oder Stromkabel;
- Anforderungen an den Zugang und die Sicherheit des Arbeitsplatzes;
- Angaben zur Beschaffenheit des Baugrunds.

7 Konstruktive Anforderungen

7.1 Allgemeines

Das Traggerüst muss so entworfen und bemessen werden, dass alle einwirkenden Lasten in den Untergrund oder in eine tragfähige Unterkonstruktion abgeleitet werden.

Bei Entwurf und Bemessung sollten die Qualifikation des Personals für den Aufbau und die Verwendung des Traggerüsts sowie die örtlichen Gegebenheiten berücksichtigt werden.

Zugänge zum Traggerüst zum Zwecke des Aufbaus, der Verwendung und des Abbaus sind zu berücksichtigen. Es wird auf EN 12811-1 verwiesen.

Entwurf und Bemessung sollten darauf abgestellt sein, dass das Traggerüst auf der Baustelle überprüft werden kann.

7.2 Mindestwanddicken

7.2.1 Stahl und Aluminiumbauteile

Die Nennwanddicke muss mindestens 2 mm betragen.

7.2.2 Gerüstrohre aus Stahl

Systemunabhängige Rohre aus Stahl, an denen Kupplungen nach EN 74-1, prEN 74-2 und Fußplatten und Zentrierbolzen nach EN 74-3 befestigt werden können, müssen EN 12811-1:2003, 4.2.1.2 entsprechen.

Für die Verwendung in vorgefertigten Bauteilen vorgesehene Rohre, an denen Kupplungen nach EN 74-1, prEN 74-2 und Fußplatten und Zentrierbolzen nach EN 74-3 befestigt werden können, müssen EN 12811-1:2003, 4.2.1.3 und EN 12810-1:2003, Tabelle 2 entsprechen.

7.2.3 Gerüstrohre aus Aluminium

Systemunabhängige Rohre aus Aluminium, an denen Kupplungen nach EN 74-1, prEN 74-2 und Fußplatten und Zentrierbolzen nach EN 74-3 befestigt werden können, müssen EN 12811-1:2003, 4.2.2.1 entsprechen.

7.3 Anschlusskonstruktionen und Verbindungsmittel

7.3.1 Verbindungsmittel

Verbindungen müssen so konstruiert sein, dass sie gegen unbeabsichtigtes Lösen während des Einsatzes gesichert sind.

Vertikale Stoßbolzenverbindungen zwischen druckbeanspruchten Hohlprofilen ohne zusätzliche Befestigungsmittel sind als sicher gegen unbeabsichtigtes Lösen anzusehen, wenn die Überdeckungslänge mindestens 150 mm beträgt.

7.3.2 Überdeckungslänge an Fuß- und Kopfspindeln

Die Überdeckungslänge der Spindel im Ständerrohr, l_0 , (siehe 9.3.2) muss entweder 25 % der Spindellänge l_1 oder 150 mm betragen, je nachdem, welches Maß das größere ist.

DIN EN 12812:2008-12
EN 12812:2008 (D)

7.4 Verformungsfähigkeit modularer Stützentürme

Bei Berücksichtigung eines Setzungsunterschieds der Auflagerpunkte, δ_s , oder einer thermisch bedingten horizontalen Verschiebung des Kopfs eines Stützenturms δ_t , (siehe Bild 1), muss ein modularer Stützenturm eine Bemessungstragfähigkeit, R_d^* , besitzen, die wenigstens 90 % seiner Bemessungstragfähigkeit, R_d , beträgt.

Die Setzung, δ_s , ist nach Gleichung (1) zu ermitteln; der Höchstwert der thermisch bedingten Verschiebung ist nach Gleichung (2) zu berechnen, wobei für δ_s der kleinere der beiden Werte aus Gleichung (1) einzusetzen ist.

$$\delta_s = 2,5 \times 10^{-3} \times l \leq 5 \text{ mm} \quad (1)$$

$$\delta_t = \delta_s \times h / l \quad (2)$$

Dabei ist

R_d die Bemessungstragfähigkeit;

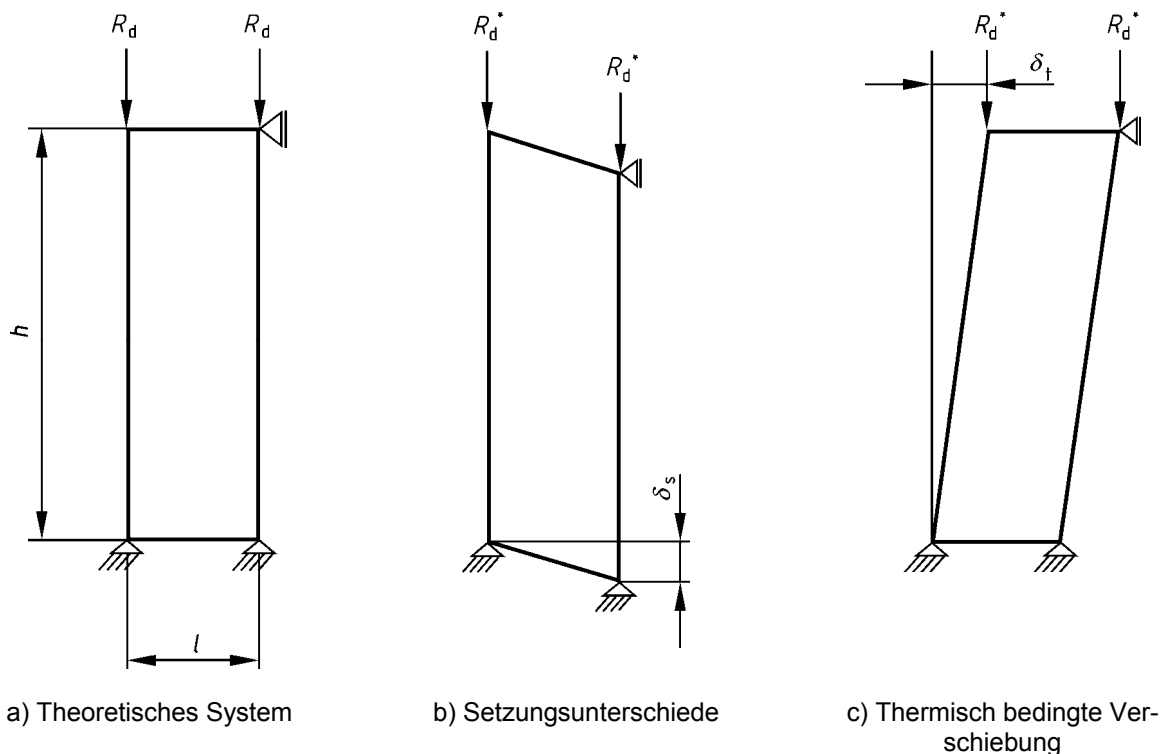
R_d^* die Bemessungstragfähigkeit nach Setzungsunterschied oder thermisch bedingter Bewegung;

h die Gesamthöhe des Stützenturms in mm;

l die horizontale Bezugslänge des Stützenturms in mm;

δ_s der Setzungsunterschied;

δ_t die durch die Temperatur verursachte horizontale Verschiebung.



ANMERKUNG Siehe 7.4 für die Definitionen der Symbole.

Bild 1 — Relative Verformungen aufgrund von Setzungsunterschieden oder thermisch bedingter Verschiebung für modulare Stützentürme

7.5 Gründung

7.5.1 Allgemeine Anforderungen an Gründungen

Das Traggerüst muss auf eine oder mehrere der folgenden Arten gegründet werden:

- durch eine für diesen Zweck vorgesehene Unterkonstruktion;
- auf der Oberfläche des vorhandenen Untergrunds, z. B. Fels;
- auf einer teilweise ausgeschachteten und vorbereiteten Oberfläche, z. B. im Baugrund;
- auf einem bereits vorhandenen Bauwerk;
- durch eine Flachgründung nach 7.5.2.

Mit Ausnahme der in 7.5.2 beschriebenen Bedingungen gelten die Eurocodes für die Bemessung der Gründung, wobei die erwartete Standzeit des Traggerüsts zu berücksichtigen ist.

7.5.2 Gründung ohne Einbindetiefe im Baugrund

Bei einer Flachgründung muss der Mutterboden stets entfernt werden.

Die Gründung darf nur dann ohne Einbindetiefe direkt auf einer ebenen Oberfläche erfolgen, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- die Gründung ist während der Standzeit des Traggerüsts gegen Beeinträchtigung durch Oberflächen- und Grundwasser gesichert;

ANMERKUNG 1 Dies kann durch Entwässerung oder Schutz der Oberfläche mit einer Betonschicht erreicht werden.

- es tritt kein Frost auf, der während der Standzeit des Traggerüsts den Untergrund negativ beeinflussen könnte;
- die Neigung des Gründungsaufagers zur Horizontalen ist nicht größer als 8 %, oder es werden – sofern die mittlere Neigung 8 % überschreitet – Maßnahmen getroffen, die die gesamte abtreibende Kraft entweder auf ein Drucklager oder mit anderen Hilfsmitteln in den Baugrund ableiten;
- im Falle bindiger Böden und bei großen Fundamentdimensionen werden Vorkehrungen für die Entwässerung unterhalb der Gründungsplatte getroffen;
- im Falle nichtbindiger Böden beträgt der Abstand zwischen Gründungssohle und Grundwasserspiegel mehr als 1 m;

ANMERKUNG 2 Das Ziel dieser Beschränkung besteht darin, die Setzung auf einem ausreichend niedrigem Niveau zu halten.

- die Grundbruchsicherheit wird nachgewiesen.

7.5.3 Abstützung auf einer vorhandenen Konstruktion

Die Tragfähigkeit vorhandener Konstruktionen unter den vom Traggerüst ausgehenden Lasten muss nachgewiesen werden.

DIN EN 12812:2008-12 **EN 12812:2008 (D)**

7.5.4 Stapel

Gestapelte Bauteile, die aus rechteckigen Holzbauteilen oder ähnlichen Komponenten bestehen, können verwendet werden für:

- die Unterstützung von Stützentürmen;
- die Höhenanpassung der Gründung.

Die gestapelten Bauteile müssen kreuzweise angeordnet werden; die Basis ist mit jeder Lage von oben nach unten zu vergrößern. Die Unterstützung von Stützentürmen muss den gesamten Querschnitt des Turms abdecken (Bild 2 a)).

Das obere Ende der Unterstapelung ist als horizontal gehaltener Lagerpunkt zu konstruieren oder diese Ebene ist mit Hilfe von horizontalen Aussteifungen zu stabilisieren.

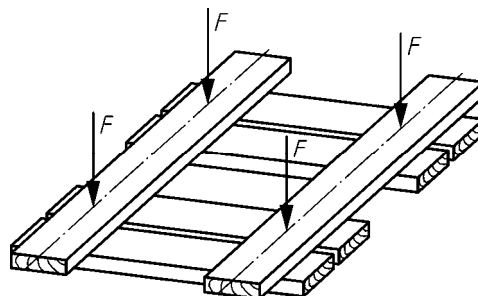
Die Unterstapelung ist als horizontal gehaltener Lagerpunkt anzusehen, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$e = \frac{F_H \cdot h}{F_V} \leq \frac{b}{6} \quad \text{und}$$

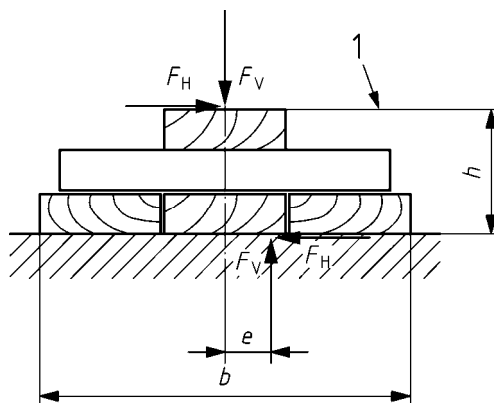
$$h \leq 40 \text{ cm}$$

(3)

F_H , F_V , h und b siehe Bild 2 b).



a) Unterstapelung eines Stützenturms



Legende

1 Aufstandsfläche der Fußplatte

b) Unterstapelung zur Höhenanpassung

Bild 2 — Beispiele für Unterstapelungen

7.6 Stützentürme

Die Querschnittsform eines Stützenturms muss sichergestellt sein, beispielsweise durch Aussteifung oder Schotte; am oberen und unteren Teil können die Schalung und die Gründung, wenn entsprechend konstruiert, die Aussteifung ersetzen

8 Einwirkungen

8.1 Allgemeines

In den folgenden Unterabschnitten sind die typischen Einwirkungen auf Traggerüste, unterteilt in direkte und indirekte Einwirkungen (Q_1 bis Q_8), beschrieben. Sofern dies für ein bestimmtes Projekt angemessen ist, müssen auch weitere Lastfälle, (Q_9) wie z. B. die Einwirkungen aufgrund von bewegten Massen, berücksichtigt werden. Die Werte Q_1 bis Q_9 charakteristischen Werte der Einwirkung.

8.2 Direkte Einwirkungen

8.2.1 Ständige Einwirkungen „ Q_1 “

8.2.1.1 Eigenlast

Die Eigenlast muss berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die Eigenlast umfasst Folgendes:

- a) den Traggerüstaufbau;
- b) sofern zutreffend, die Schalung;
- c) den Ballast.

8.2.1.2 Baugrund

Der Erddruck ist nach EN 1997 zu berechnen.

8.2.2 Veränderliche Einwirkungen

8.2.2.1 Veränderliche andauernde vertikale Einwirkungen „ Q_2 “

8.2.2.1.1 Unterstützte Konstruktion

Sofern keine anderen Angaben zur Verfügung stehen, ist die Last der zu unterstützenden Konstruktion oder anderer zu unterstützender Einzelteile aus dem Volumen und der Dichte des Werkstoffs dieser Konstruktion zu berechnen. Bei Beton muss darin die Bewehrung enthalten sein.

Für gewöhnlichen Frischbeton mit Bewehrung ist eine Dichte von 2 500 kg/m³ anzunehmen.

ANMERKUNG Zu Bemessungszwecken kann dieser Wert mit 25 kN/m² je Meter Dicke angenommen werden.

8.2.2.1.2 Lagerflächen

Zu Bemessungszwecken ist die durch die Lagerung von Baustoffen und Bauteilen hervorgerufene Belastung als gleichmäßig verteilte Flächenlast, entweder mit der tatsächlichen Pressung oder mit 1,5 kN/m² anzunehmen, je nachdem, welcher Wert der größere ist. Diese Annahmen müssen entweder den gesamten Arbeitsbereich erfassen, oder sie sind, für den Fall eines speziell ausgewiesenen und auf dem Gerüst gekennzeichneten Bereichs, auf diesen zu beschränken.

DIN EN 12812:2008-12

EN 12812:2008 (D)

8.2.2.1.3 Ersatzlast Arbeitsbetrieb

Bei allen vom Traggerüst unterstützten Zugangsbereichen und Gerüstlagen ist eine Verkehrslast von mindestens $0,75 \text{ kN/m}^2$ zu berücksichtigen. Diese Last ist beispielsweise auf die Arbeitsbühnen einer Vorschubrüstung im Verschiebezustand aufzubringen.

ANMERKUNG Je nach geplanter Nutzung des Traggerüsts kann eine höhere Ersatzlast aus Arbeitsbetrieb angemessen sein. Es ist auf EN 12811-1 zu verweisen.

8.2.2.1.4 Schnee und Eis

Die Belastung durch Schnee und Eis muss berücksichtigt werden, wenn sie eine gleichmäßig verteilte Flächenlast von $0,75 \text{ kN/m}^2$ überschreitet.

ANMERKUNG Bei hoher Luftfeuchtigkeit und Regen oder Schnee sowie Tragwerkstemperaturen unter dem Gefrierpunkt kann Vereisung auftreten. In diesem Fall sollte ein Zuschlag gemacht werden. Die Dichte des Eises beträgt maximal 920 kg/m^3 .

Die Berechnung der Horizontalkraft von treibendem Eis kann entsprechend der Annahmen für Treibgut erfolgen (siehe 8.2.5.2).

8.2.2.2 Veränderliche, andauernde horizontale Einwirkungen „ Q_3 “

Zusätzlich zu den Imperfektionen (siehe 9.3) ist eine horizontale Ersatzlast für den Arbeitsbetrieb zu berücksichtigen, die 1 % der Vertikallast entspricht und die am Angriffspunkt der Vertikallast Q_2 aufgebracht wird.

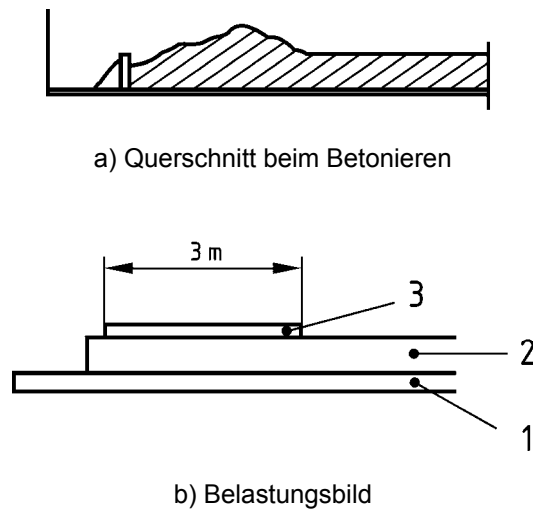
Die Ableitung dieser äußeren Last ist zur Unterseite bis in den Baugrund oder die dafür bemessene Unterkonstruktion des Traggerüsts zu verfolgen.

8.2.3 Veränderliche, kurzzeitige Einwirkungen „ Q_4 “

8.2.3.1 Zusatzlast für Belastung mit Ortbeton

Sofern Ortbeton einzubauen ist, muss zusätzlich zu der in 8.2.2.1.3 festgelegten vertikalen „Ersatzlast Arbeitsbetrieb“ eine weitere vertikale Ersatzlast zur Erfassung von Betonanhäufungen berücksichtigt werden. Die gesamte Zusatzbelastung für die Betonanhäufung muss 10 % der Eigenlast des Betons des Betonierabschnittes betragen. Diese zusätzliche Last muss mindestens $0,75 \text{ kN/m}^2$ betragen. Ihr Maximalwert ist mit $1,75 \text{ kN/m}^2$ nach oben begrenzt. Von dieser zusätzlichen Last ist anzunehmen, dass sie auf eine quadratische Fläche mit der Grundrissgröße von $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ wirkt, siehe Bild 3.

Sofern die Betondicke über die Fläche von $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ nicht konstant ist, ist als Grundlage für die Berechnung des Eigengewichts des Ortbetons der Mittelwert zu verwenden.

**Legende**

- 1 Zugangsbereiche: Mindestverkehrslast Klasse 1 nach EN 12811-1
- 2 Belastung durch die Masse des einzubauenden Betons
- 3 Betonanhäufung während des Betonierens

Bild 3 — Belastung des Traggerüsts durch Beton**8.2.3.2 Betondruck**

Der senkrecht zur Schalhaut wirkende Frischbetondruck ist in der Bemessung zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Im nationalen Anhang sind möglicherweise Angaben zum Frischbetondruck angegeben. Informationen sind auch veröffentlicht in:

- DIN 18218:1980;
- CIRIA Report Nr. 108, Concrete pressure on formwork, 1985;
- Manual de Technologie: Coffrage; CIB-FIB-CEB 27-98-83.

8.2.4 Wind „Q₅“**8.2.4.1 Maximaler Wind**

Die Daten sind EN 1991-1-4 zu entnehmen. Der Staudruck ist dort für eine 50-jährige Wiederkehrperiode (der extremalen 3-Sekunden-Böe) angegeben.

ANMERKUNG Der Staudruck darf unter Berücksichtigung der Einsatzdauer des Traggerüsts nach EN 1991-1-4 modifiziert werden.

8.2.4.2 Arbeitswind

Für den Arbeitswind ist ein Staudruck von 200 N/m² anzuwenden.

8.2.5 Einwirkungen durch fließendes Wasser „Q₆“**8.2.5.1 Strömungsdruck**

Der Strömungsdruck des fließenden Wassers, q_w , in Newton je Quadratmeter, ist nach Gleichung (4) zu berechnen:

$$q_w = 500 \times v_w^2 \quad (4)$$

DIN EN 12812:2008-12

EN 12812:2008 (D)

Dabei ist

v_w die Strömungsgeschwindigkeit des Wassers, in Meter durch Sekunde.

Die Kraft, F_w , in Newton, auf die vom Wasser angeströmten Bauteile ist nach Gleichung (5) zu berechnen:

$$F_w = q_w \times \eta \times A \quad (5)$$

Dabei ist

A die effektive Fläche lotrecht zur Fließrichtung, in Quadratmeter;

η der von der Oberflächenform und -rauigkeit der Bauteile abhängige hydraulische Kraftbeiwert.

Die effektive Fläche A sollte unter Berücksichtigung des maximalen Wasserstands ermittelt werden.

ANMERKUNG 1 Nachfolgend sind einige Werte für η aufgeführt:

- 1,86 für ebene Oberflächen lotrecht zur Fließrichtung;
- 0,63 für zylindrische Oberflächen;
- 0,03 für stromlinienförmige Oberflächen.

ANMERKUNG 2 Abschirmungen dürfen berücksichtigt werden, vorausgesetzt, das Traggerüst ist so angeordnet, dass an den Bauteilen, die der Strömungsrichtung entgegengesetzt liegen, ein Strömungsbild im Wasser derart erzeugt wird, dass die in der Strömungsrichtung gelegenen Bauteile abgeschirmt werden. Werden derartige Anordnungen in der Bemessung berücksichtigt, darf die berechnete Gesamtkraft vermindert werden. Im Falle der abgeschirmten Bauteile um bis zu 20 %.

8.2.5.2 Einwirkungen aus Treibgut

Die durch die Ansammlung von Treibgut auf das Traggerüst ausgeübte Kraft darf analog zur Kraftermittlung auf einen rechteckigen Fangedamm bestimmt werden. Diese Kraft, F_w , in Newton, ist nach Gleichung (6) zu berechnen:

$$F_w = 666 \times A \times v_w^2 \quad (6)$$

Dabei ist

A die durch das Treibgut und das Traggerüst gebildete Anströmfläche, in Quadratmeter;

v_w die Strömungsgeschwindigkeit des Wassers, in Meter durch Sekunde.

ANMERKUNG 1 Falls nach starkem Regen die Möglichkeit besteht, dass Baumstämme oder Abfall angeschwemmt werden, sollte eine Abschätzung der möglichen Kräfte vorgenommen werden. Wenn möglich sind konstruktive Maßnahmen vorzusehen, die die Ansammlung von Treibgut an Traggerüsten verhindern.

ANMERKUNG 2 Sofern ein Traggerüst Wellen ausgesetzt ist, sind die Kräfte zu berücksichtigen, die durch die Wellen erzeugt werden.

8.2.6 Erdbebenbelastung „ Q_7 “

Belastungen infolge Erdbeben sollten berücksichtigt werden. Es wird auf EN 1998 verwiesen.

ANMERKUNG Es wird auf die nationalen Regelungen zur Erdbebenbemessung hingewiesen.

8.3 Indirekte Einwirkungen

8.3.1 Temperatur „ $Q_{8,1}$ “

Sind die zu unterstützenden Konstruktionen länger als 60 m, ist der Einfluss, den temperaturbedingte Verformungen dieser Konstruktionen auf das Traggerüst ausüben, für die folgenden Temperaturdifferenzen zu untersuchen:

- Bauwerke aus Stahl: ± 20 K;
- Bauwerke aus Beton: ± 10 K.

8.3.2 Setzungen „ $Q_{8,2}$ “

In der Bemessungsklasse B1 sind Differenzsetzungen in allen Fällen zu berücksichtigen.

In der Bemessungsklasse B2 sind Differenzsetzungen mit Ausnahme der folgenden Fälle zu berücksichtigen:

- a) bei Traggerüsten aus Rohren und Kupplungen oder aus Holz, unter der Voraussetzung, dass die Setzungsunterschiede, δ_s , weniger als 10 mm betragen;
- b) bei modularen Konstruktionen, wenn die Differenzsetzungen δ_s nicht größer als 5 mm sind.

8.3.3 Vorspannung „ $Q_{8,3}$ “

Der Einfluss des Vorspannvorgangs und die daraus resultierenden Verformungen der unterstützten Konstruktionen auf das Traggerüst sind zu berücksichtigen.

8.4 Andere Einwirkungen „ Q_9 “

Die Werte für alle anderen Einwirkungen sind zu ermitteln.

8.5 Lastkombinationen

In der Regel sind die folgenden Lastkombinationen zu berücksichtigen (siehe Anmerkung 1):

- Lastfall 1: Traggerüst ohne Last, z. B. vor dem Betonieren, bzw. vor dem Belasten;
- Lastfall 2: Traggerüst während des Aufbringens der Last, z. B. während des Betonierens;
- Lastfall 3: Traggerüst mit Last;
- Lastfall 4: Traggerüst mit Last unter Erdbebenbelastung.

Die in Tabelle 1 festgelegten Kombinationsfaktoren, ψ , sind in Verbindung mit den Einwirkungen nach 8.1 bis 8.3 anzuwenden.

ANMERKUNG 1 Liegen auf der Baustelle andere Bedingungen vor, kann es erforderlich sein, diese Kombinationen zu modifizieren oder weitere Lastkombinationen zu berücksichtigen.

ANMERKUNG 2 Bild 3 zeigt ein typisches Lastbild für Traggerüste in Verbindung mit Ortbeton.

ANMERKUNG 3 Für alle zugänglichen Bereiche ist eine Mindestverkehrslast anzusetzen. Diese Last wirkt zusätzlich zur Eigenlast des Betons und zur Ersatzlast für Betonanhäufungen.

DIN EN 12812:2008-12
EN 12812:2008 (D)

Tabelle 1 — Kombinationsfaktoren ψ

Ein- wirkung	Art der Einwirkung	Kombinationsfaktoren ψ			
		Lastfall 1	Lastfall 2	Lastfall 3	Lastfall 4 ^a
	Direkte Einwirkungen				
Q_1	Ständige Einwirkungen	1,0	1,0	1,0	1,0
Q_2	Veränderliche andauernde vertikale Einwirkungen	0	1,0	1,0	1,0
Q_3	Veränderliche andauernde horizontale Einwirkungen	0	1,0	1,0	0
Q_4	Veränderliche kurzzeitige Einwirkungen	0	1,0	0	0
Q_5	Maximaler Wind	1,0	0	1,0	0
	Arbeitswind	0	1,0	0	0
Q_6	Einwirkungen durch fließendes Wasser	0,7	0,7	0,7	0,7
Q_7	Erdbebenbelastung	0	0	0	1,0
	Indirekte Einwirkungen				
$Q_{8,i}$	Temperatur	0	1,0	1,0	1,0
	Setzungen		0	1,0	1,0
	Vorspannung		0	1,0	1,0
Q_9	Weitere Lastfälle	0	1,0	1,0	1,0
^a Für diesen Lastfall gilt nach EN 1998-1-1: Außergewöhnliche Belastung.					

9 Entwurf und Bemessung für die Bemessungsklassen B1 und B2

9.1 Technische Dokumentation

9.1.1 Angaben zur statischen Berechnung

Die statische Berechnung muss Folgendes umfassen:

- a) die Bemessungsklasse;
- b) eine Beschreibung des Gesamtkonzepts – konstruktiv und ausführungstechnisch – und eine Beschreibung, wie das Traggerüst zu verwenden ist, einschließlich einer Erläuterung der Lastverteilung durch die Konstruktion bis in den Baugrund;
- c) die Reihenfolge der Arbeitsschritte, z. B.:
 - 1) Aufbau;
 - 2) Betonierabfolge;
 - 3) Betoniergeschwindigkeit;
 - 4) Ausschalen;
 - 5) Abbau;
- d) eine Beschreibung des in der statischen Berechnung angewendeten Modells mit allen Annahmen;
- e) eine Auflistung aller Dokumente, auf die in den Berechnungen Bezug genommen wird;

- f) eine Werkstoff- und Bauteilspezifikation;
- g) ein Positionsplan, um die Bauteile auf dem Tragwerksplan identifizieren und mit der Berechnung sowie dem tatsächlichen errichteten Traggerüst in Zusammenhang bringen zu können.

9.1.2 Zeichnungen

9.1.2.1 Bemessungsklasse B1

Es müssen detaillierte Zeichnungen in Übereinstimmung mit den Anforderungen für permanente Konstruktionen vorliegen.

9.1.2.2 Bemessungsklasse B2

Auf den Zeichnungen muss das Traggerüst in Grundriss und Ansicht beschrieben sein, wobei wesentliche Details darzustellen sind.

Die Zeichnungen müssen mindestens Folgendes enthalten:

- a) typische Einzelheiten zur Konstruktion;
- b) sämtliche Maße und Werkstoffe;
- c) alle erforderlichen Verankerungspunkte;
- d) Angaben zur Überhöhung;
- e) Angaben zur Belastungsabfolge;
- f) bestimmte, für spezielle Zwecke geltende Anforderungen, wie z. B. Zufahrten und sämtliche erforderlichen Abstände;
- g) Einzelheiten zur Gründung.

9.1.3 Angaben für die Baustelle

Es müssen mindestens die folgenden Angaben auf der Baustelle verfügbar sein:

- a) Informationen zum baulichen Ablauf, einschließlich der Angaben nach 9.1.2.2 c);
- b) Zeichnungen (siehe 9.1.2);
- c) Angaben zum Einsatz besonderer Ausrüstung;
- d) besondere Anforderungen im Hinblick auf alte Werkstoffe;

ANMERKUNG Diese Angaben dürfen auf den Zeichnungen oder in Form schriftlicher Angaben geliefert werden.

- e) Anforderungen an Bereiche, die speziell für die Lagerung vorgesehen sind.

9.2 Bemessung

9.2.1 Allgemeines

Die Bemessung muss die folgenden Grenzzustände berücksichtigen:

- a) Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS, en: ultimate limit state) einschließlich der Grenzzustände der Lagesicherheit;
- b) Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS, en: serviceability limit state): Durchbiegung des Traggerüsts; Anforderungen an die Überhöhung; usw.

DIN EN 12812:2008-12

EN 12812:2008 (D)

ANMERKUNG In der Regel erfolgt der Nachweis durch Berechnung; es kann jedoch auch erforderlich sein, Versuche hinsichtlich der Bestimmung der Widerstände und Steifigkeiten vorzunehmen.

9.2.2 Umfang der statischen Berechnung

9.2.2.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

a) Es ist nachzuweisen, dass:

$$E_d \leq R_d \quad (7)$$

Dabei ist

E_d der Bemessungswert maßgebender Schnittgrößen/Einwirkungen;

R_d der Bemessungswert des Widerstands.

Der Wert für E_d muss mit den Bemessungswerten der Einwirkungen, Q_d , bestimmt werden, wobei Einflüsse der Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind (für die Klasse B2 siehe 9.3.4.1).

b) Auf Grundlage der charakteristischen Werte der in Abschnitt 8 festgelegten Einwirkungen, $Q_{k,i}$, ist der jeweilige Bemessungswert in den Einwirkungskombinationen, $Q_{d,i}$, nach Gleichung (8) zu berechnen:

$$Q_{d,i} = \gamma_{F,i} \times \psi_i \times Q_{k,i} \quad (8)$$

Dabei ist

$Q_{d,i}$ der Bemessungswert der Einwirkung i ;

$Q_{k,i}$ der charakteristische Wert der Einwirkung i ;

$\gamma_{F,i}$ der Teilsicherheitsbeiwert;

— 1,35 für ständige Einwirkungen Q_1 ;

— 1,50 für weitere Einwirkungen (Q_2/Q_9);

ψ_i der Kombinationsfaktor für die Einwirkungen „i“ (siehe Tabelle 1).

c) Auf Grundlage der charakteristischen Werte der in Abschnitt 8 definierten Einwirkungen ist der Bemessungswert für die Einwirkung $Q_{d,i}$ für den Lastfall 4 (seismisch) nach Gleichung (8) zu berechnen, wobei $\gamma_{F,i}$ mit 1,0 anzunehmen ist.

d) Der Bemessungswert des Widerstands, $R_{d,i}$, für die Bemessungsklassen B1 und B2 ist nach Gleichung (9) oder Gleichung (10) zu berechnen:

1) für Bemessungsklasse B1:

$$R_{d,i,1} = \frac{R_{k,i}}{\gamma_{M,i}} \quad (9)$$

2) für Bemessungsklasse B2:

$$R_{d,i,2} = \frac{R_{k,i}}{\gamma_{M,i} \times 1,15} \quad (10)$$

Dabei ist

$R_{k,i}$ der charakteristische Wert des Widerstands des Werkstoffs „i“;

$\gamma_{M,i}$ der Teilsicherheitsbeiwert des Werkstoffs „i“ (siehe 9.5.1).

9.2.2.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Bei der Festlegung der Überhöhung des Traggerüsts müssen die Verformungen berücksichtigt werden, damit die zu erstellende Konstruktion die geforderte Form erhält.

Es sind mindestens die folgenden Einflüsse zu untersuchen:

- Setzung der Gründungen;
- elastische Verformungen und Spiel in den Verbindungen;
- Durchbiegung der Träger.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Werkstoffe, γ_F und γ_M , mit 1,0 anzunehmen.

9.2.2.3 Lagesicherheit

9.2.2.3.1 Allgemeines

Der Nachweis der Lagesicherheit – Gleiten, Umkippen und Abheben – ist unter den in 8.5 festgelegten Lastkombinationen zu führen. Dabei ist das Traggerüst als Starrkörper zu betrachten. Jede Einwirkung muss einzeln betrachtet werden, um zu bestimmen, ob sie stabilisierend oder destabilisierend wirkt. Die Teilsicherheitsbeiwerte, $\gamma_{F,i}$, sind in Tabelle 2 angegeben.

ANMERKUNG Die Masse des Ballasts darf als ständige Einwirkung, Q_1 , angesehen werden.

Tabelle 2 — Teilsicherheitsbeiwerte, $\gamma_{F,i}$, für den Nachweis der Lagesicherheit

Einwirkung	Stabilisierend	Destabilisierend
Q_1 und Q_2 nach 8.2.2.1.1	0,9	1,35
Alle sonstigen Einwirkungen	0	1,5

9.2.2.3.2 Globales Gleiten

Globales Gleiten muss entweder durch Reibung infolge Eigengewicht und Ballast, oder durch eine mechanische Schubsicherung oder durch eine Kombination aus beidem verhindert werden. Nur wenn gezeigt werden kann, dass die mechanische Schubsicherung und der Reibungswiderstand zusammenwirken, dürfen sie gleichzeitig berücksichtigt werden.

Es ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der dem Gleiten entgegenwirkenden Kraft, $F_{stb,d}$, $\geq$ dem Bemessungswert der das Gleiten verursachenden Kraft, $F_{dst,d}$, (siehe Tabelle 2) ist:

$$F_{dst,d} \leq F_{stb,d} \quad (11)$$

ANMERKUNG Wenn ein Fußpunkt eines Traggerüsts nachgiebig gelagert ist hat dies Verformungen und Schnittkräfte zur Folge, die entsprechend zu ermitteln sind. Siehe 9.2.2.4.

DIN EN 12812:2008-12

EN 12812:2008 (D)

9.2.2.3.3 Kippen

Kippen muss durch Eigengewicht, Ballast, eine mechanische Befestigung oder eine Kombination aus diesen verhindert werden.

Es ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert des Standmoments, $M_{\text{stb,d}}$, $\geq$ dem Bemessungswert des Kippmoments, $M_{\text{dst,d}}$, (siehe Tabelle 2) ist:

$$M_{\text{dst,d}} \leq M_{\text{stb,d}} \quad (12)$$

ANMERKUNG Kippen kann hohe örtliche Pressungen zur Folge haben, die bei der Bemessung der Gründung berücksichtigt werden sollten.

9.2.2.3.4 Abheben

Abheben muss durch Eigengewicht, Ballast, eine mechanische Befestigung oder eine Kombination aus diesen verhindert werden.

Es ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert des Widerstands gegen Abheben, $N_{\text{stb,d}}$, $\geq$ dem Bemessungswert der das Abheben verursachenden Einwirkungen, $N_{\text{dst,d}}$, (siehe Tabelle 2) ist:

$$N_{\text{dst,d}} \leq N_{\text{stb,d}} \quad (13)$$

9.2.2.4 Lokales Gleiten

Lokales Gleiten ist entweder durch Reibung oder durch eine mechanische Schubsicherung oder durch eine Kombination aus beidem zu verhindern. Nur wenn gezeigt werden kann, dass eine mechanische Schubsicherung und der Reibungswiderstand zusammenwirken, dürfen sie gleichzeitig berücksichtigt werden.

Die Steifigkeit der mechanischen Schubsicherung sowie sämtliches Spiel dieser Konstruktion sind zu berücksichtigen.

Es ist nachzuweisen, dass:

$$F_d \leq R_{f,d} \quad (14)$$

Dabei ist

$R_{f,d}$ der Bemessungswert des Widerstands gegen ein zur Tragebene paralleles Gleiten (siehe Bild 4), der nach Gleichung (15) berechnet wird:

$$R_{f,d} = \frac{\mu}{\gamma_\mu} \times N_d + R_{m,d,i} \quad (15)$$

Dabei ist

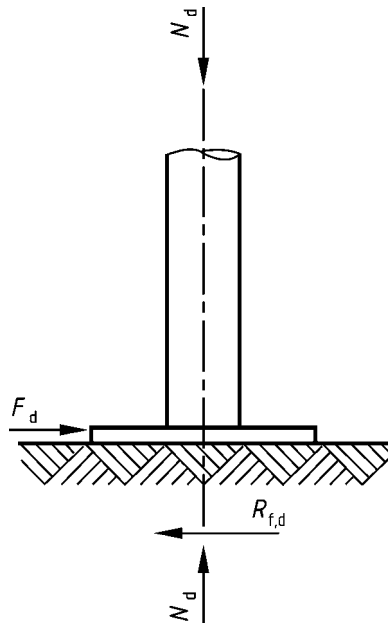
F_d der Bemessungswert der parallel zur Tragebene verlaufenden, das Gleiten verursachenden Kraft (siehe Bild 4);

N_d die lotrecht zur Gleitebene wirkende Beanspruchung (siehe Bild 4);

$R_{m,d,i}$ der Bemessungswert des Widerstands der mechanischen Schubsicherung;

γ_μ der Teilsicherheitsbeiwert für die Reibung, der mit 1,3 anzunehmen ist;

μ der Mindestreibungskoeffizient (siehe Anhang B).



ANMERKUNG Siehe 9.2.2.4 für die Definitionen der Symbole.

Bild 4 — Lokales Gleiten

9.3 Imperfektionen und Randbedingungen

9.3.1 Allgemeines

Der Einfluss von Imperfektionen, beispielsweise der folgenden, ist zu berücksichtigen:

- Lastexzentrizitäten;
- Winkelimperfektionen und Exzentrizitäten aufgrund des Spiels in Verbindungen;
- Abweichungen von der theoretischen Achse (Vorverkrümmungen, Schiefstellungen).

9.3.2 Winkelimperfektionen und Exzentrizitäten an Stoßbolzenverbindungen

9.3.2.1 Systemunabhängige Rohre

Bei systemunabhängigen Rohren sind die Winkelimperfektionen, φ_0 , gegenüber der theoretischen Achse aus den Nennmaßen der Bauteile zu errechnen. Beispiele sind Stoßbolzenverbindungen und Verbindungen zwischen Spindeln und Ständerrohren.

Die Winkelimperfektion, φ_0 , zwischen zwei Bauteilen ist nach Gleichung (16) zu berechnen:

$$\tan \varphi_0 = 1,25 (d_i - d_0) / l_0 \quad (16)$$

Dabei ist

- d_i der nominelle Innendurchmesser des Rohrs;
- d_0 der nominelle Außendurchmesser des Stoßbolzens oder der Spindel;
- l_0 die Überdeckungslänge;
- φ_0 der Winkel zwischen den beiden Bauteilen [siehe Bild 5 a)].

DIN EN 12812:2008-12

EN 12812:2008 (D)

Betrifft die zu ermittelnde Imperfektion mehrere Ständer, ist der effektive Winkel, φ , an einem Knotenpunkt nach Gleichung (17) zu berechnen:

$$\tan \varphi = \sqrt{0,5 + \frac{1}{n_v}} \times \tan \varphi_0 \quad (17)$$

Dabei ist

n_v die Gesamtanzahl der betroffenen Ständer.

9.3.2.2 Rahmenbauteile und andere vorgefertigte Bauteile

Bei Rahmenbauteilen und anderen vorgefertigten Bauteilen, die mit Hilfe von Stoßbolzenverbindungen zusammengefügt werden, ist die Exzentrizität, e , zwischen aufeinanderfolgenden Rahmen zu berücksichtigen. Der Wert für die Exzentrizität, e , an der Verbindungsstelle zweier Rahmen ist nach Gleichung (18) zu ermitteln:

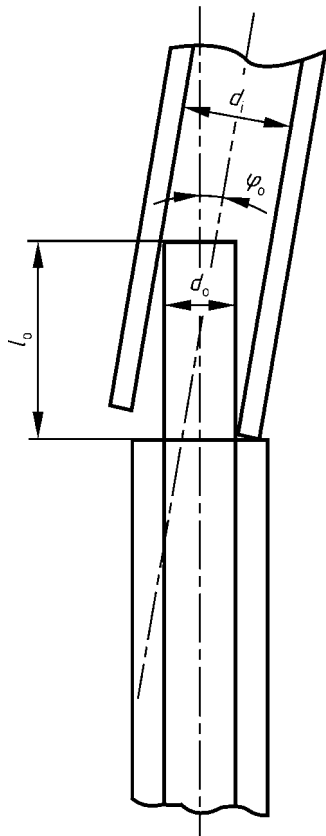
$$e = 1,25 \frac{(d_i - d_0)}{2} \quad (18)$$

Dabei ist/sind

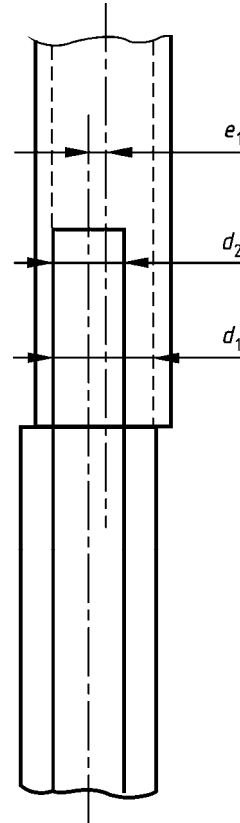
d_i und d_0 in 9.3.2.1 festgelegt; und

e der Abstand zwischen den Achsen der beiden zu verbindenden Rohre; siehe Bild 5 b).

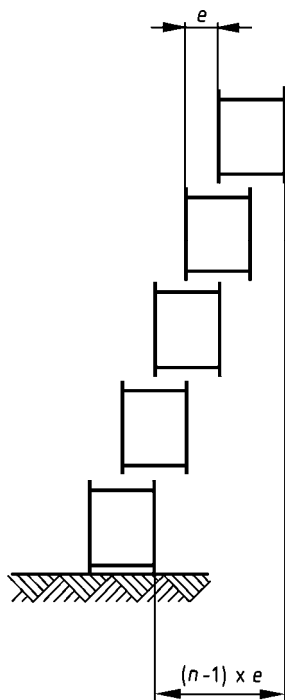
Bei der Bemessung ist die Gesamtexzentrizität einer Rahmenkonstruktion zu berücksichtigen. Wenn alle Rahmen in einer Richtung gegeneinander versetzt angeordnet sind, wie in Bild 5 c) gezeigt, ist dieser Versatz mit $(n - 1) \times e$ anzunehmen, wobei n die Anzahl der übereinander angeordneten Rahmen ist. Wenn der obere Teil direkt oberhalb der Grundfläche verankert ist, ist der Versatz in der Mitte mit $(n - 1)/2 \times e$ anzunehmen. Dieser Fall ist in Bild 5 d) dargestellt.



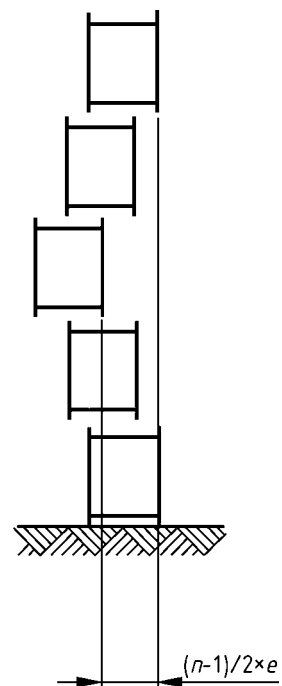
a) Winkelimperfektion bei einer Stoßbolzenverbindung



b) Exzentrizität bei einer Stoßbolzenverbindung



c) Globale Schiefstellung infolge Versatz



d) Globale Vorverkrümmung infolge Versatz

ANMERKUNG Siehe 9.3.2.1 und 9.3.2.2 für die Definitionen der Symbole.

Bild 5 — Beispiele für die Berechnung der geometrischen Imperfektionen von Verbindungen

DIN EN 12812:2008-12

EN 12812:2008 (D)

9.3.3 Imperfektionen Bemessungsklasse B1

Werte für Vorverkrümmungen und Schiefstellungen für Stahlbauteile und Stahlkonstruktionen sind in EN 1993-1-1 angegeben. Werden die in der statischen Berechnung angesetzten Werte für die Imperfektion nicht auf der Baustelle durch entsprechende Vermessungen bestätigt und sichergestellt, sind die in 9.3.2 beschriebenen Winkelimperfektionen und Exzentrizitäten zu verwenden. Die bei der Bemessung verwendeten Winkelimperfektionen und Exzentrizitäten dürfen nicht kleiner sein als die in EN 1993-1-1 angegebenen.

9.3.4 Imperfektionen Bemessungsklasse B2

9.3.4.1 Vorverkrümmungen von Bauteilgruppen unter Druckbeanspruchung

Sowohl Einzelbauteile als auch Bauteilgruppen unter Druckbeanspruchung sind unter Berücksichtigung von lokalen und globalen Vorverkrümmungen zu bemessen. Dies gilt auch für Stabilisierungssysteme für Druckglieder – Theorie II.Ordnung – . Die globalen Vorverkrümmungen wirken zusätzlich zur Bauteilimperfektion eines einzelnen Bauelements, die in EN 1993-1-1 festgelegt ist. In Bild 6 sind die Gesamtvorverkrümmungen eines Druckglieds dargestellt.

Der Wert für die globale Vorverformung, e , in Millimeter für eine Bauteilgruppe unter Druckbeanspruchung ist nach Gleichung (19) zu berechnen:

$$e = \frac{l}{250} \times r \quad (19)$$

Dabei ist

l die Nennlänge der Bauteilgruppe, in Millimeter;

r der Reduktionsfaktor, nach Gleichung (20).

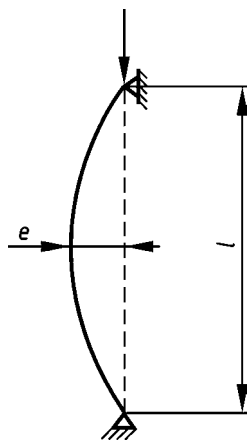
$$r = \sqrt{0,5 + \frac{1}{n_v}} \leq 1,0 \quad (20)$$

Dabei ist

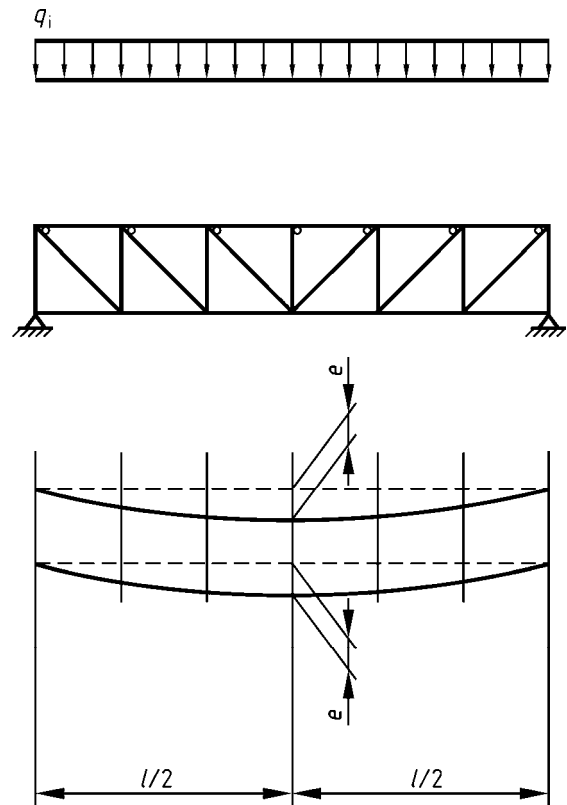
n_v die Anzahl von nebeneinander angeordneten und auf dieselbe Weise aufgelagerten und ausgesteiften druckbeanspruchten Elementen.

ANMERKUNG Die Position der Bauteilstöße braucht nicht berücksichtigt zu werden.

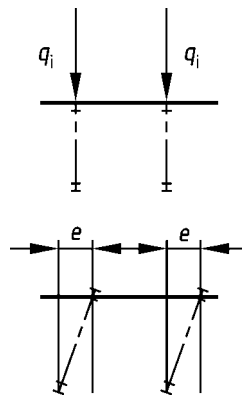
Alternativ können Vorverformungen zu Bemessungszwecken durch Messung nachgewiesen werden. Die bei der Bemessung verwendeten Imperfektionen dürfen nicht kleiner sein als die in EN 1993-1-1 angegebenen.



a) Ansicht einer ausgesteiften Stütze



b) Ansicht und Grundriss eines ausgesteiften Systems von Fachwerkträgern



c) Querschnitt durch zwei Fachwerkträger

Legende q_i gleichförmig verteilte Last in der Ebene der Fachwerkträger.

ANMERKUNG Siehe 9.3.4.1 für die Definitionen der Symbole.

Bild 6 — Globale Vorverkrümmungen

DIN EN 12812:2008-12
EN 12812:2008 (D)

9.3.4.2 Schiefstellungen bei Druckgliedern und Bauteilgruppen

Die Schiefstellung, φ , für Konstruktionen mit einer Höhe > 10 m ist nach Gleichung (21) zu berechnen:

$$\tan \varphi = 0,01 \cdot \sqrt{\frac{10}{h}} \quad (21)$$

Dabei ist

h die Gesamthöhe, in Meter, der Konstruktion;

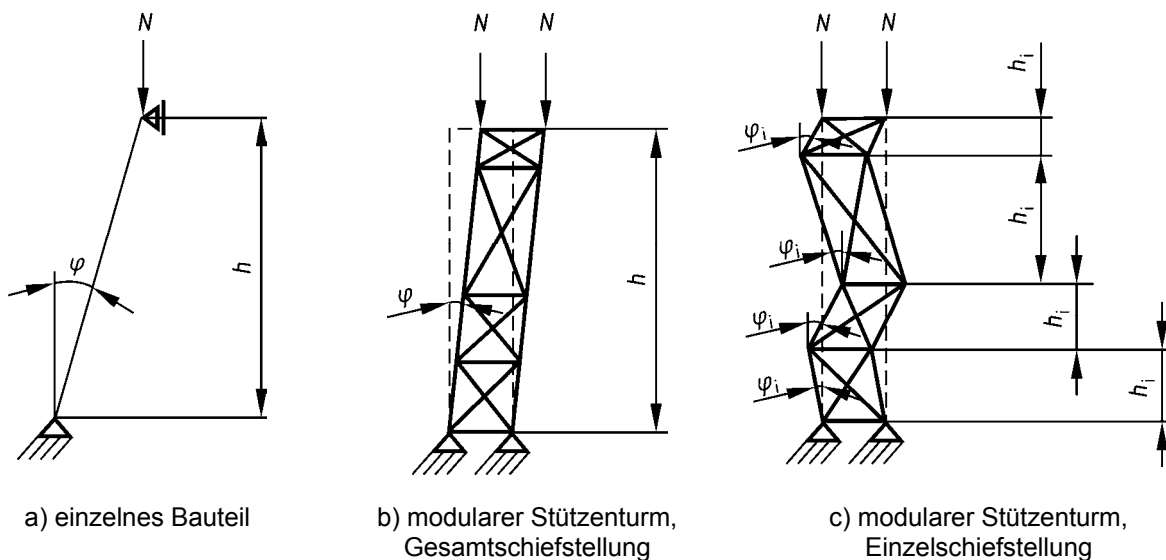
φ die Schiefstellung.

Bei Traggerüsten mit $h < 10$ m, ist $\tan \varphi$ mit 0,01 anzunehmen.

Die Schiefstellung, φ , ist üblicherweise als Gesamtimperfection anzunehmen, siehe hierzu Bild 7 a) und Bild 7 b) für ein einzelnes Bauelement und einen Gittermast. Sind jedoch die Druckglieder keine durchgehenden Bauteile, muss auch die Schiefstellung für jedes einzelne Bauteil, wie z. B. in Bild 7 c) für die Höhe, h_i , dargestellt, berücksichtigt werden.

Die Gesamtschiefstellung und die Schiefstellung für die einzelnen Bauteile müssen nicht als gleichzeitig wirkend betrachtet werden. Die Winkelimperfection, φ , in Bild 7 c) ist in 9.3.2.1 festgelegt.

Alternativ kann die Schiefstellung zu Bemessungszwecken festgelegt werden, wenn diese Werte auf der Baustelle überprüft und bestätigt werden.



Legende

h_i ist der vertikale Abstand zwischen übereinander angeordneten horizontalen Bauteilen;

N ist die Normalkraft.

ANMERKUNG Siehe 9.3.2.1 und 9.3.4.2 für die Definitionen der weiteren Symbole.

Bild 7 — Schiefstellung von Druckgliedern und Bauteilgruppen

9.3.5 Fußspindeln

Innerhalb des Anwendungsbereichs dieser Norm werden keine spezifischen Anforderungen an Fußspindeln formuliert. Anforderungen an die Steifigkeit, die Tragfähigkeit und die Auflagerung von Fußspindeln mit einem Durchmesser von 38 mm und einer starr verbundenen Endplatte sind in EN 12811-1:2003, 10.2.3.2 angegeben.

9.3.6 Lastexzentrizität

Sofern keine Lastzentrierung vorgesehen ist, ist die Exzentrizität an den Lasteinleitungspunkten mit mindestens 5 mm anzunehmen. Ist eine Lastzentrierung vorhanden, kann die Exzentrizität auf einen Wert reduziert werden, der den zulässigen Abweichungen für die jeweiligen Bauteile entspricht.

9.4 Ermittlung der Schnittkräfte

9.4.1 Bemessungsklasse B1

Die Schnittkräfte sind auf der Grundlage der Europäischen oder Internationalen Normen für den konstruktiven Ingenieurbau zu ermitteln.

9.4.2 Bemessungsklasse B2

9.4.2.1 Allgemeines

Die Berechnungen sind unter Verwendung geeigneter mechanischer Modelle durchzuführen.

ANMERKUNG Die verwendeten Modelle sollten ausreichend genau sein, damit das Tragverhalten zuverlässig eingeschätzt werden kann. Wird die räumliche Untersuchung auf ebene Ersatzsysteme reduziert, so ist deren Interaktion zu berücksichtigen.

Wie in den folgenden Unterabschnitten dargestellt, können bei der Ermittlung der Schnittkräfte Vereinfachungen zugelassen sein. Für die Berechnung der Schnittkräfte und Verformungen dürfen nur Verfahren basierend auf der Elastizitätstheorie – Verfahren elastisch-plastisch – verwendet werden.

9.4.2.2 Lastverteilung

Für die Berechnung der Schnittgrößen ist es zulässig statisch bestimmte Teilsysteme zu verwenden. So dürfen zum Beispiel parallele, ebene Rahmen unabhängig voneinander analysiert werden. Dabei sollte darauf geachtet werden, dass die Abbildung der Randbedingungen zwischen den einzelnen Teiltragwerken den realen Bedingungen entspricht.

9.4.2.3 Bemessung

9.4.2.3.1 Exzentrizitäten in Rohr-Kupplungs-Konstruktionen

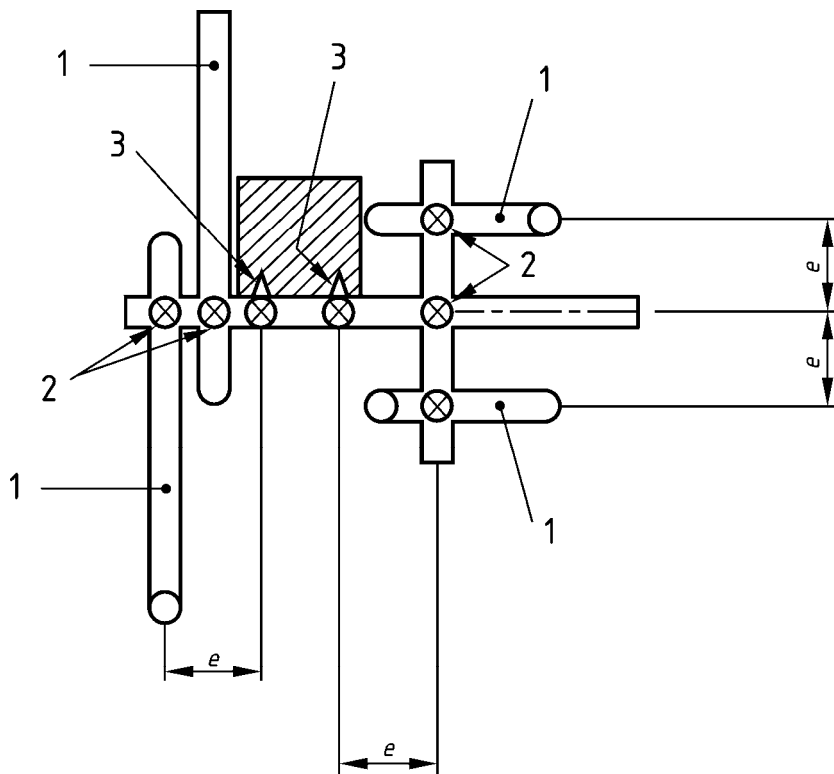
Bei Rohrkupplungskonstruktionen mit Rohren aus Stahl und einem Durchmesser von 48,3 mm und einer Wanddicke von mindestens 3,2 mm darf an Verbindungsstellen ein einzelner Knotenpunkt angenommen werden, wenn die Exzentrizität, e , der Systemlinien vom gewählten Knotenpunkt aller durch Kupplungen angeschlossenen Bauteile geringer als 160 mm ist (siehe Bild 8).

Die maximalen Normalkräfte in den anschließenden Stahlrohren dürfen je Knotenpunkt (Bild 11) betragen:

Streckgrenze des Werkstoffs des Querriegels $f_{y,k} = 355 \text{ N/mm}^2$: $N_d = 13,5 \text{ kN}$;

Streckgrenze des Werkstoffs des Querriegels $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$: $N_d = 9,0 \text{ kN}$.

DIN EN 12812:2008-12
EN 12812:2008 (D)



Legende

- 1 Diagonale
- 2 Kupplung
- 3 einzelne, an der Stütze befestigte Kupplung
- e* siehe 9.4.2.3.1

Bild 8 — Maximale Exzentrizitäten für Gerüstrohre aus Stahl mit einem Durchmesser von 48,3 mm

9.4.2.3.2 Aussteifung von Fachwerkträgern

a) Knicken von Druckgliedern

An den Druckgliedern sind Aussteifungselemente anzubringen, um seitliches Knicken zu verhindern.

b) Aussteifung von Fachwerkträgern durch Rohrkupplungsverbände

Direkt an den Druckgliedern sind Horizontalaussteifungen anzubringen, die so zu bemessen sind, dass sie das Knicken der Druckglieder von Fachwerkträgern verhindern und, falls erforderlich, die Kräfte im rechten Winkel zur lasttragenden Ebene übertragen können. Die Exzentrizitäten an den Verbindungen, *e*, dürfen bei der Bemessung vernachlässigt werden, vorausgesetzt, die folgenden Bedingungen sind gleichzeitig erfüllt (siehe Bild 9).

$$e \leq 1,5 b \quad e \leq 5,0 a$$

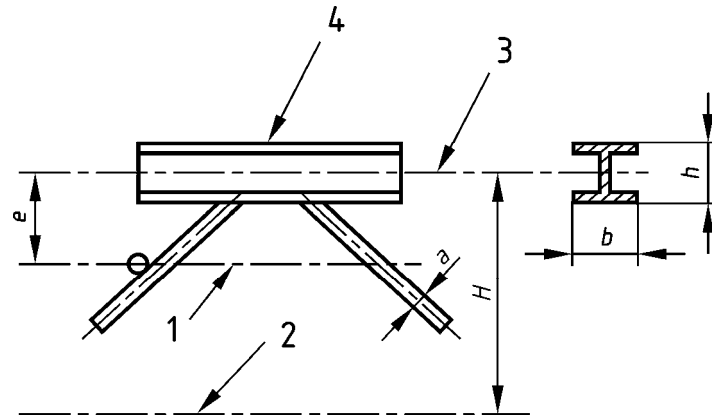
$$e \leq 1,5 h \quad e \leq 0,2 H$$

Dabei ist

- b* die Breite des Querschnitts des Druckglieds;
- h* die Höhe des Querschnitts des Druckglieds;
- a* die kleinste Querschnittsabmessung der Fachwerksdiagonalen;
- H* der Schwerpunktabstand vom Druck- und Zuggurt.

Zur Gewährleistung der Kippsicherheit eines am Untergurt aufgelagerten Trägers, ist entweder an beiden Enden eine Queraussteifung vorzusehen (siehe Beispiel in Bild 10) oder sind gleichwertige Maßnahmen zu ergreifen.

Der Abstand zwischen den Queraussteifungen entlang der Trägerachse darf 10 m nicht überschreiten.

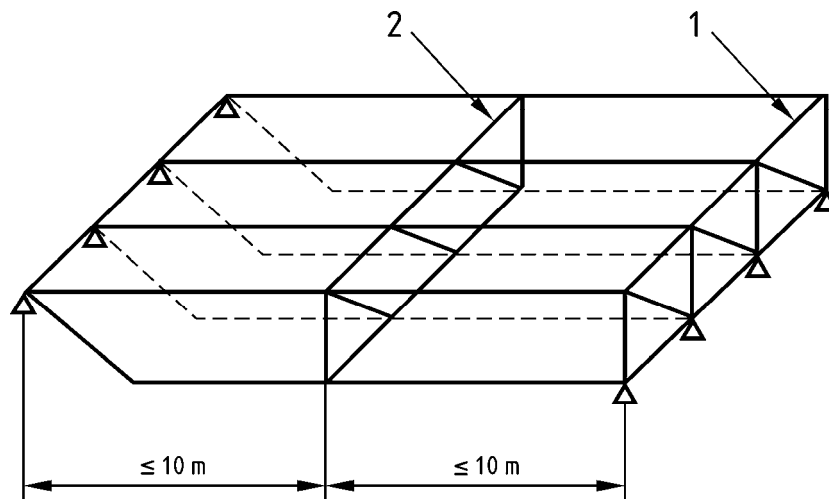


Legende

- 1 Aussteifungsebene (horizontale Aussteifung)
- 2 Achse des Untergurts
- 3 auszusteifende Ebene (Druckgurt)
- 4 Druckgurt

Siehe 9.4.2.3.2 für die Definitionen der Symbole.

Bild 9 — Exzentrizitäten der Horizontalaussteifung eines Fachwerkträgers



Legende

- 1 Queraussteifung am Ende
- 2 Queraussteifung in der Mitte

Bild 10 — Anordnung der Queraussteifung

DIN EN 12812:2008-12
EN 12812:2008 (D)

9.4.2.4 Schubsteifigkeit

9.4.2.4.1 Ideelle Schubsteifigkeit von Rohrkupplungsverbänden

Sofern ein Traggerüst mit Stahlrohren mit einem Durchmesser von 48,3 mm in Verbindung mit Normal- oder Drehkupplungen nach EN 74-1 ausgesteift ist und die Exzentrizitäten an den Knotenpunkten innerhalb der in 9.4.2.3.1 festgelegten Grenzen liegen, ist die ideelle Schubsteifigkeit, S_{id} , für jede Gefachebene (siehe Bild 11) nach Gleichung (22) zu berechnen:

$$S_{id} = \frac{E}{\beta} \sum_{n=1}^m A_n \times \sin^2 \alpha_n \times \cos \alpha_n \quad (22)$$

Dabei ist

E der Elastizitätsmodul der Diagonalen;

m die Anzahl der Diagonalen in jeder Gefachebene (siehe Bild 12);

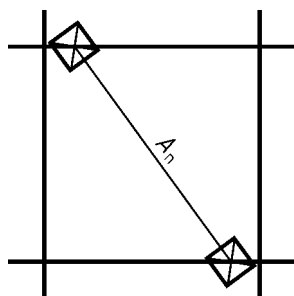
A_n die Fläche der Diagonalen n , in jedem Feld der Gefachebene (siehe Bild 11);

α_n der Winkel zwischen der Vertikalen und der theoretischen Diagonalen n , in jedem Feld der Gefachebene (siehe Bild 11);

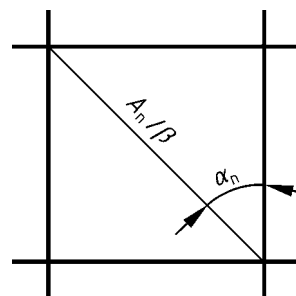
ANMERKUNG α_n kann sich von Gefach zu Gefach ändern.

β ein Reduktionsfaktor, der die Exzentrizitäten und die Steifigkeit der Kupplungen berücksichtigt und der nach Gleichung (23) berechnet wird:

$$\beta = \frac{35 \times (1 + m)}{2 \times m} \quad (23)$$



a) tatsächliche Diagonale



b) theoretische Diagonale

ANMERKUNG Siehe 9.4.2.4.1 für die Definitionen der Symbole.

Bild 11 — Zusammenhang zwischen der tatsächlichen und der theoretischen Diagonale bei Rohrkupplungsverbänden

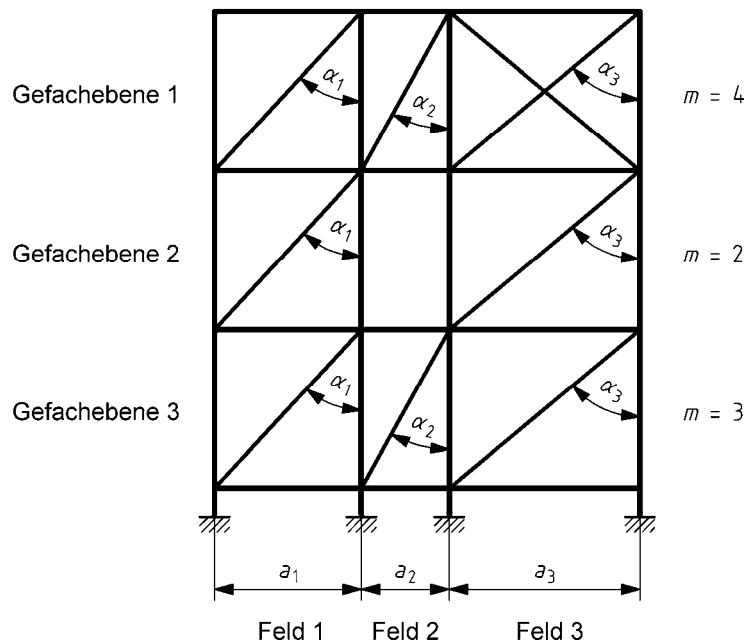


Bild 12 — Erläuterung der Symbole zur Berechnung der ideellen Schubsteifigkeit von Rohrkupplungsverbänden

9.4.2.4.2 Ideelle Schubsteifigkeit von Holzausfachungen

Erfolgt die Aussteifung über Holzausfachungen, bei denen die Fachwerkstreben mit Hilfe von Bolzen oder Dübeln befestigt sind, und überschreitet die Exzentrizität, e , an einem Knotenpunkt nicht 250 mm, ist die ideelle Schubsteifigkeit, S_{id} , nach Gleichung (24) zu berechnen:

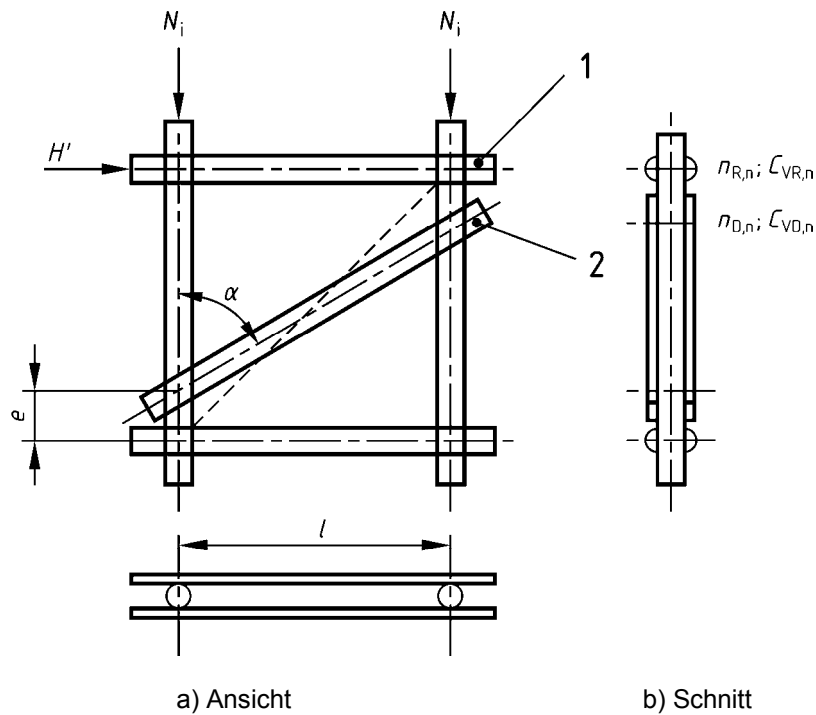
$$S_{id} = \sum_{n=1}^m \frac{l_n \times \sin \alpha_n \times \cos \alpha_n}{2 \times \left[\left(\frac{1}{n_{D,n} \times C_{VD,n}} \right) + \left(\frac{\sin^2 \alpha_n}{n_{R,n} \times C_{VR,n}} \right) \right]} \quad (24)$$

Dabei ist/sind

l_n	der horizontale Abstand zwischen zwei vertikalen Bauteilen in jedem Gefach, in Millimeter;
$C_{VD,n}$ und $C_{VR,n}$	die in Tabelle 3 für den Riegel- und den Diagonalenanschluss angegebenen Verschiebungsmoduln der Verbindungsmittel, in Newton je Millimeter;
$n_{D,n}$	die Anzahl der Anschlußmittel jeder Diagonale in einem Knoten in jedem Gefach;
$n_{R,n}$	die Anzahl der Anschlußmittel jedes Querriegels in einem Knoten in jedem Gefach;
m	die Anzahl der aussteiften Gefache in jeder Ebene;
α_n	der Winkel zwischen der Vertikalen und der theoretischen Diagonalen in jedem Gefach.

ANMERKUNG Siehe Bild 13 für die Erläuterung der Symbole für ein einzelnes Feld.

DIN EN 12812:2008-12
EN 12812:2008 (D)



Legende

- 1 Querriegel
 2 Diagonale

Bild 13 — Aussteifung durch Holzausfachungen

Tabelle 3 — Verschiebungsmoduln C_{VD} oder C_{VR} für Holzverbindungen

Art des Verbindungsmittels	Bolzen N/mm	Dübel N/mm
	$25d^2$	$34d^2$
	$11d^2$	$15d^2$

d ist der Durchmesser des Bolzens oder des Dübels, in Millimeter.

9.4.2.4.3 Ideelle Schubsteifigkeit bei Aussteifungen mit Spannstahl

Die ideelle Schubsteifigkeit von Stützensystemen, die mit Spannstahl ausgesteift ist, ist nach 9.4.2.4.1 zu berechnen, wobei jedoch β gleich 2,0 zu setzen ist.

9.4.2.5 Schnittgrößen**9.4.2.5.1 Aussteifung von freistehenden Rüsttürmen**

Die Aussteifung von freistehenden Rüsttürmen kann näherungsweise mit Hilfe der Querkraft, H_d'' , eines Ersatzstabs berechnet werden. Die Stabilität sämtlicher Druckglieder ist nachzuweisen. Dabei ist der Abstand zwischen den Knotenpunkten als Knicklänge anzunehmen; siehe Bild 12.

Die auf den Rüstturm wirkende horizontale Beanspruchung, H_d'' , nach Theorie II. Ordnung, ist nach Gleichung (25) zu berechnen:

$$H_d'' = \frac{H_d + N_d \cdot \tan \varphi}{1 - (N_d / N_{cr})} \quad (25)$$

Dabei ist

N_{cr} die kritische Last – Verzweigungslast – des Rüstturms, nach Gleichung (26):

$$N_{cr} = \frac{1}{(1/S_{id}) + (1/N_E)} \quad (26)$$

Dabei ist

N_E die Eulerlast des Turms;

N_d der Bemessungswert der Summe der Druckkräfte;

H_d' die Summe der Querkräfte nach Theorie I. Ordnung;

S_{id} die ideelle Schubsteifigkeit (siehe 9.4.2.4);

φ die Schiefstellung (siehe 9.3.4.2).

Das zugehörige Moment, M_d'' , ist nach Gleichung (27) zu berechnen:

$$M_d'' = H_d'' \times h \quad (27)$$

Dabei ist

H_d'' der Bemessungswert der Querkraft, nach Theorie II. Ordnung (Gleichung 25)

h die Gesamthöhe des Rüstturms;

M_d'' der Bemessungswert des Biegemoments unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung.

9.4.2.5.2 Aussteifung von Fachwerkträgern

Die horizontale Aussteifung von Fachwerkträgern darf unter der Voraussetzung, dass die Summe der ideellen Schubsteifigkeiten aller im Feld liegenden Queraussteifungsbauteile, ΣS_{id} , größer ist als 40 % der Summe der auf den Träger wirkenden Vertikalkräfte, mit nachfolgendem Verfahren nachgewiesen werden. Die entsprechende Aussteifung ist in Bild 10 dargestellt.

$$\Sigma S_{id} > 0,4 \times V_d \quad (28)$$

DIN EN 12812:2008-12

EN 12812:2008 (D)

Dabei ist

V_d der Bemessungswert der Summe aller auf die Fachwerkträger vertikal wirkenden Lasten;

S_{id} die ideelle Schubsteifigkeit der horizontalen Aussteifung zwischen den Fachwerkträgern.

Der Bemessungswert der Beanspruchung des horizontalen Aussteifungsverbands zwischen den Obergurten der Fachwerkträger, H_d'' , ist nach Gleichung (29) zu berechnen:

$$H_d'' = \frac{H_d' + 5N_d \frac{e}{l}}{1 - \frac{N_d}{N_{cr}}} \quad (29)$$

Dabei ist

l die Spannweite der Fachwerkträger;

e die Vorverkrümmung nach 9.3.4.1;

N_d die Summe der Maxima der Bemessungswerte der Druckkräfte in den Obergurten der Fachwerkträger;

N_{cr} die kritische Last -Verzweigungslast- des Aussteifungssystems (Gleichung 26)

Der zugehörige Bemessungswert des Biegemoments in der Mitte der horizontalen Ebene, M'' , ist nach Gleichung (30) zu berechnen:

$$M'' = H'' \times \frac{l}{\pi} \quad (30)$$

9.5 Charakteristische Widerstands- und Reibungsbeiwerte

9.5.1 Allgemeines

In der Regel ist für die Ermittlung des Bemessungswerts des Widerstands eines Bauteils aus Stahl oder Aluminium der Teilsicherheitsfaktor, γ_M , mit 1,1 anzunehmen.

9.5.2 Durch Versuche ermittelte charakteristische Werte

Sind die wesentlichen charakteristischen Parameter der Werkstoffe und Bauteile nicht in den einschlägigen technischen Regeln definiert, sind die Werte durch Versuche nach Europäischen, Internationalen oder nationalen Normen zu ermitteln. Werden Versuche durchgeführt, sind die Vorgaben der EN 12811-3 zu berücksichtigen.

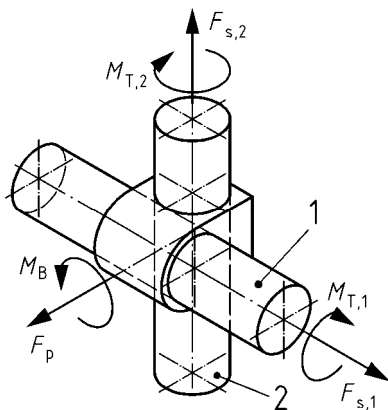
9.5.3 Kupplungen nach EN 74-1

Die charakteristischen Werte für Kupplungen nach EN 74-1 sind in Tabelle 4 angegeben.

Tabelle 4 — Charakteristische Werte des Widerstands für Kupplungen $R_{s,k}$

Kupplungstyp	Schnittgröße	Charakteristischer Wert				
		Klasse A	Klasse B		Klasse AA	Klasse BB
Normalkupplung (RA)	Rutschkraft, $F_{s,k}$, in kN	10,0	15,0		15,0	25,0
	Biegemoment, $M_{B,k}$, in kNm	—	0,8		—	—
	Kopfabreißkraft, $F_{p,k}$, in kN	20,0	30,0		—	—
	Torsionsmoment, $M_{T,k}$, in kNm	—	0,13		—	—
Stoßkupplung (SF)	Rutschkraft, $F_{s,k}$, in kN	6,0	9,0		—	—
	Biegemoment, $M_{B,k}$, in kNm	—	1,4		—	—
Drehkupplung (SW)	Rutschkraft, $F_{s,k}$, in kN	10,0	15,0		—	—
Parallelkupplung (PA)	Rutschkraft, $F_{s,k}$, in kN	10,0	15,0		—	—

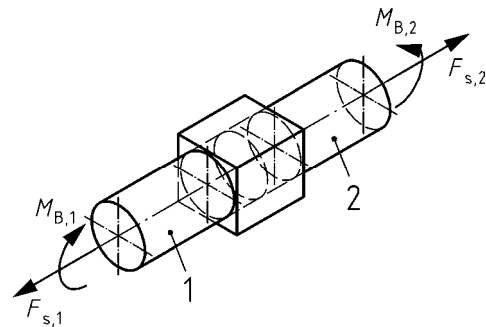
Symbole siehe Bilder 14 a) und 14 b)

**Legende**

- 1 Rohr 1
2 Rohr 2

- s Rutschkraft
p Kopfabreißkraft
B Biegemoment
T Torsionsmoment

a) Beanspruchung einer Normalkupplung

**Legende**

- 1 Rohr 1
2 Rohr 2

- s Rutschkraft
B Biegemoment

b) Beanspruchung einer Stoßkupplung

Bild 14 — Beanspruchungen von Kupplungen

DIN EN 12812:2008-12 **EN 12812:2008 (D)**

9.5.4 Verstellbare Fuß- und Kopfspindeln aus Stahl

Sofern in den in 5.2.1 genannten Normen keine charakteristischen Werte angegeben sind, müssen diese durch Berechnung oder Versuch ermittelt werden.

9.5.5 Baustützen aus Stahl mit Ausziehvorrichtung

Die charakteristischen Werte der Tragfähigkeit und der Steifigkeit für Baustützen aus Stahl mit Ausziehvorrichtung nach EN 1065 darf dieser Norm entnommen werden.

9.5.6 Stützentürme

Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit eines Stützenturms nach EN 12813 darf mit einem der dort festgelegten Verfahren berechnet werden.

9.5.7 Spannstahl

Der charakteristische Wert der Zugtragfähigkeit von Spannstahl kann aus dem charakteristischen Wert der Streckgrenze des Werkstoffs und dem Spannungsquerschnitt bzw. dem Nennquerschnitt des Spannstahls, es gilt der kleinere Wert, berechnet werden.

9.5.8 Rohre mit Löchern

Die charakteristischen Werte sind nach EN 1065:1998, Anhang A zu berechnen.

9.5.9 Trägerklemmen

Der charakteristische Wert des Widerstands ist durch Versuche zu bestimmen.

ANMERKUNG Eine Trägerklemme verbindet Stahlbauteile kraftschlüssig.

9.5.10 Reibung

Reibungsbeiwerte können mehreren unterschiedlichen Quellen entnommen werden. Werden Reibungsbeiwerte als Mindest- und Höchstwerte angegeben, ist der niedrigste Beiwert anzuwenden, wenn der Reibungswiderstand stabilisierend wirkt, und der höchste Beiwert, wenn der Reibungswiderstand destabilisierend wirkt.

ANMERKUNG Eine Reihe von Reibungsbeiwerten ist in Anhang B angegeben.

9.5.11 Gründungen

Die charakteristischen Werte für den Baugrund sind nach den entsprechenden Normen zu ermitteln.

9.5.12 Industriell gefertigte Schalungsträger aus Holz

Die charakteristischen Werte für Schalungsträger aus Holz nach EN 13377 müssen der genannten Norm entsprechen.

Anhang A **(informativ)**

Koordination der Traggerüstarbeiten

Diese Europäische Norm beruht auf den Vorgaben in den zutreffenden Eurocodes:

- a) die Konstruktionsangaben, Zeichnungen, Angaben zu den Verfahren und weitere erforderliche Einzelheiten, siehe 9.1.3, zusammengestellt werden;
- b) die baustellenbezogenen Annahmen bezüglich der Bemessung mit den tatsächlichen Bedingungen übereinstimmen;
- c) alle für das Traggerüst wichtigen Arbeiten, z. B. Schalung, Traggerüst, Betonierabfolge, Gründungen und Aufbau, wirksam koordiniert werden;
- d) die Werkstoffe und Bauteile den Festlegungen für die Bemessung entsprechen [siehe 9.1.1 f)];
- e) das aufgebaute Traggerüst geprüft und überprüft wird und es der Bemessung entspricht.

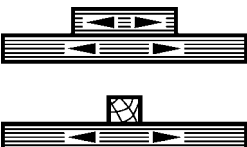
Diese Tätigkeiten müssen koordiniert werden.

Anhang B (informativ)

Reibungsbeiwerte

In Tabelle B.1 sind Reibungsbeiwerte, μ , für verschiedene Werkstoffkombinationen angegeben. Die in Tabelle B.1 aufgeführten Werte stammen aus in Deutschland durchgeführter Forschungsarbeit.

Tabelle B.1 — Reibungsbeiwerte, μ , für verschiedene Werkstoffkombinationen

Baustoffkombination		Reibungsbeiwert μ	
		Maximum	Minimum
1	Holz/Holz – Reibfläche parallel zur Faserrichtung oder rechtwinklig zur Faserrichtung 	1,0	0,4
2	Holz/Holz – mindestens eine Reibfläche rechtwinklig zur Faserrichtung (Querschnitt oder Hirnholz) 	1,0	0,6
3	Holz/Stahl	1,2	0,5
4	Holz/Beton	1,0	0,8
5	Stahl/Stahl	0,8	0,2
6	Stahl/Beton	0,4	0,3
7	Stahl/Mörtelbett	1,0	0,5
8	Beton/Beton	1,0	0,5

Die charakteristischen Reibungsbeiwerte dürfen aus den Ergebnissen weiterer Forschungsprojekte abgeleitet werden.

Literaturhinweise

- [1] EN 39, *Systemunabhängige Stahlrohre für die Verwendung in Trag- und Arbeitsgerüsten — Technische Lieferbedingungen*
- [2] EN 1992 (alle Teile), Eurocode 2 — *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*
- [3] EN 1994 (alle Teile), Eurocode 4 — *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton*
- [4] EN 1995 (alle Teile), Eurocode 5 — *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*
- [5] EN 1996 (alle Teile), Eurocode 6 — *Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*
- [6] DIN 18218:1980, *Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen*
- [7] CIRIA Report No. 108, *Concrete pressure on formwork*, 1985
- [8] *Manual de Technologie: Coffrage*; CIB-FIB-CEB 27-98-83.

Zu diesem Dokument sind eine oder mehrere Berichtigung/en erschienen.
Sie sind online recherchier- und kostenfrei bestellbar unter www.beuth.de

DIN EN ISO 17660-1

ICS 25.160.40

Ersatz für
DIN 4099-1:2003-08 und
DIN 4099-2:2003-08

**Schweißen –
Schweißen von Betonstahl –
Teil 1: Tragende Schweißverbindungen (ISO 17660-1:2006);
Deutsche Fassung EN ISO 17660-1:2006**

Welding –
Welding of reinforcing steel –
Part 1: Load-bearing welded joints (ISO 17660-1:2006);
German version EN ISO 17660-1:2006

Soudage –
Soudage des aciers d'armatures –
Partie 1: Assemblages transmettant des efforts (ISO 17660-1:2006);
Version allemande EN ISO 17660-1:2006

Gesamtumfang 42 Seiten

Normenausschuss Schweißtechnik (NAS) im DIN
Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN ISO 17660-1:2006-12

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN ISO 17660-1) wurde von der Arbeitsgruppe CEN/TC 121/WG 16 „Schweißen von Bewehrungsstahl“, dessen Sekretariat vom DIN (Deutschland) gehalten wird, erarbeitet und von ISO/TC 44/SC 10 „Vereinheitlichung von Schweißvorschriften“ übernommen.

Das zuständige deutsche Gremium ist der Arbeitsausschuss NA 092-00-22 AA „Schweißen von Betonstahl“ im Normenausschuss Schweißtechnik (NAS).

Änderungen

Gegenüber DIN 4099-1:2003-08 und DIN 4099-2:2003-08 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Übernahme von EN ISO 17660-1 mit ausschließlicher Erfassung der tragenden Schweißverbindungen;
- b) teilweise ausführlichere und komplexere Beschreibung des Sachverhaltes, gegliedert nach Schweißprozessen, Schweißverbindungen, Werkstoffen, Qualitätsanforderungen, Schweißpersonal, Schweißanweisung, Schweißverfahren, Arbeitsprüfung, Ausführung und Prüfung des Schweißens, Untersuchung und Prüfung von Proben, Fertigungsbuch.

Frühere Ausgaben

DIN 4099: 1985-11

DIN 4099-1: 1972-04, 2003-08

DIN 4099-2: 1978-12, 2003-08

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN ISO 17660-1

September 2006

ICS 25.160.10

Deutsche Fassung

**Schweißen —
Schweißen von Betonstahl —
Teil 1: Tragende Schweißverbindungen
(ISO 17660-1:2006)**

Welding —
Welding of reinforcing steel —
Part 1: Load-bearing welded joints
(ISO 17660-1:2006)

Soudage —
Soudage des aciers d'armatures —
Partie 1: Assemblages transmettant des efforts
(ISO 17660-1:2006)

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 2. August 2006 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 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, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



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

Management-Zentrum: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel

EN ISO 17660-1:2006 (D)**Inhalt**

	Seite
Vorwort	3
Einleitung.....	4
1 Anwendungsbereich	5
2 Normative Verweisungen.....	5
3 Begriffe	6
4 Symbole und Abkürzungen	6
5 Schweißprozesse.....	7
6 Tragende Schweißverbindungen	7
7 Werkstoffe	16
8 Qualitätsanforderungen	16
9 Schweißpersonal	17
10 Schweißanweisung (WPS)	18
11 Schweißverfahrensprüfung	18
12 Arbeitsprüfung	21
13 Ausführung und Überwachung des Produktionsschweißens von Betonstählen.....	22
14 Untersuchung und Prüfung von Proben	24
15 Fertigungsbuch.....	27
Anhang A (informativ) Schweißanweisung (WPS) für die Schweißprozesse 111, 114, 135 und 136	28
Anhang B (informativ) Technische Kenntnisse der Schweißaufsichtsperson zum Schweißen von Betonstählen	30
Anhang C (informativ) Probenmaße	31
Anhang D (informativ) Bewertung des Herstellers, der Schweißarbeiten durchführt	35
Anhang E (informativ) Auswertung der Prüfungen geschweißter Verbindungen	36
Anhang F (informativ) Beispiel für ein Fertigungsbuch.....	37
Anhang G (informativ) Klassifizierung der Scherfestigkeit von tragenden Kreuzungsstößen.....	38
Anhang H (informativ) Beispiel für Kombinationen von Durchmessern für das Schweißen von Kreuzungsstößen mit den Schweißprozessen 21 und 23	39
Literaturhinweise	40

Vorwort

Dieses Dokument (EN ISO 17660-1:2006) wurde vom Technischen Komitee ISO/TC 121 „Schweißen“ dessen Sekretariat vom DIN gehalten wird, in Zusammenarbeit mit dem Technischen Komitee CEN/TC 44 „Welding and allied processes“ erarbeitet,.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis März 2007, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2007 zurückgezogen werden.

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.

Anerkennungsnotiz

Der Text von ISO 17660-1:2006 wurde vom CEN als EN ISO 17660-1:2006 ohne irgendeine Abänderung genehmigt.

EN ISO 17660-1:2006 (D)

Einleitung

Betonstahlstäbe werden durch eine Anzahl von Herstellungsarten produziert und haben üblicherweise ein geripptes Profil. Unter Berücksichtigung dieser Aussagen ist es augenscheinlich, dass von beiden, dem Schweißer und der Schweißaufsichtsperson, sowohl ein spezielles Maß von Handfertigkeit und Fachwissen als auch die Notwendigkeit der Kenntnis von speziellen Verfahren zur Qualitätssicherung gefordert wird.

Anfragen zur offiziellen Auslegung der Inhalte dieses Teils von ISO 17660 über das jeweilige nationale Normungsinstitut an das Sekretariat des ISO/TC 44/SC 10 gerichtet werden. Eine vollständige Auflistung kann über www.iso.org bezogen werden.

1 Anwendungsbereich

Dieser Teil von ISO 17660 gilt für das Schweißen von schweißgeeigneten Betonstählen und nichtrostenden Betonstählen für tragende Schweißverbindungen in Betrieben und auf der Baustelle. Er legt Anforderungen für Werkstoffe, Gestaltung und Ausführung von Schweißverbindungen, Schweißpersonal, Qualitätsanforderungen, Untersuchung und Prüfung fest.

Dieser Teil von ISO 17660 enthält auch Verbindungen zwischen Betonstahlstäben und anderen Stahlteilen, wie Verbindungseinheiten, Verankerungen, einschließlich vorgefertigter Einbauteile. Nichttragende Schweißverbindungen werden durch ISO 17660-2 erfasst.

Dieser Teil von ISO 17660 gilt nicht für die fabrikmäßige Herstellung von Betonstahlmatten und Gitterträgern auf Mehrfachpunktschweißmaschinen oder auf Mehrfachbuckelschweißmaschinen.

Die Anforderungen dieses Teils von ISO 17660 gelten nur für ruhend beanspruchte Bauteile.

ANMERKUNG Für dynamisch beanspruchte Bauteile wird empfohlen, in Abhängigkeit der Stoßart und des Schweißprozesses, eine merkliche Verminderung der dynamischen Festigkeit des Betonstahls zu berücksichtigen.

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 10079, *Begriffsbestimmungen für Stahlerzeugnisse*

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

EN 10164, *Stahlerzeugnisse mit verbesserten Verformungseigenschaften senkrecht zur Erzeugnisoberfläche — Technische Lieferbedingungen*

ISO 3834-3, *Qualitätsanforderungen für das Schmelzschweißen von metallischen Werkstoffen — Teil 3: Standard Qualitätsanforderungen*

ISO 5817, *Schweißen — Schmelzschweißverbindungen an Stahl, Nickel, Titan und deren Legierungen (ohne Strahlschweißen) — Bewertungsgruppen von Unregelmäßigkeiten*

ISO 9606-1, *Prüfung von Schweißern — Schmelzschweißen — Teil 1: Stähle*

ISO 14731¹⁾, *Schweißaufsicht — Aufgaben und Verantwortung*

ISO 14732²⁾, *Schweißpersonal — Prüfung von Bedienern von Schweißeinrichtungen zum Schmelzschweißen und von Einrichtern für das Widerstandsschweißen für vollmechanisches und automatisches Schweißen von metallischen Werkstoffen*

ISO 15609-1, *Anforderung und Qualifizierung von Schweißverfahren für metallische Werkstoffe — Schweißanweisung — Teil 1: Lichtbogenschweißen*

ISO 15609-2, *Anforderung und Qualifizierung von Schweißverfahren für metallische Werkstoffe — Schweißanweisung — Teil 2: Gasschweißen*

ISO 15609-5, *Anforderung und Qualifizierung von Schweißverfahren für metallische Werkstoffe — Schweißanweisung — Teil 5: Widerstandsschweißen*

ISO 15614-1, *Anforderung und Qualifizierung von Schweißverfahren für metallische Werkstoffe — Schweißverfahrensprüfung — Teil 1: Lichtbogen- und Gasschweißen von Stählen und Lichtbogenschweißen von Nickel und Nickellegierungen*

1) Im Druck (Überarbeitung der ISO 14731:1997, EN 719:1994)

2) Entspricht EN 1418.

EN ISO 17660-1:2006 (D)

ISO 15614-12, *Anforderung und Qualifizierung von Schweißverfahren für metallische Werkstoffe — Schweißverfahrensprüfung — Teil 12: Punkt-, Rollennaht- und Buckelschweißen*

ISO 15614-13, *Anforderung und Qualifizierung von Schweißverfahren für metallische Werkstoffe — Schweißverfahrensprüfung — Teil 13: Widerstandsstumpf- und Pressstumpfschweißen*

ISO 15620, *Schweißen — Reibschweißen von metallischen Werkstoffen*

ISO 15630-1, *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton — Prüfverfahren — Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht*

ISO 15630-2, *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton — Prüfverfahren — Teil 2: Geschweißte Matten*

ISO 16020, *Stahl für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Wörterverzeichnis*

3 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die Begriffe nach EN 10079, EN 10080 und ISO 16020 und die folgenden Begriffe.

3.1**tragende Schweißverbindung**

geschweißte Verbindung, die zur Übertragung von festgelegten Kräften zwischen Betonstahlstäben oder zwischen Betonstahlstäben und anderen Stahlteilen dient

3.2**nichttragende Schweißverbindung**

geschweißte Verbindung, deren Festigkeit nicht bei der Gestaltung von Stahlbetonkonstruktionen berücksichtigt wird

ANMERKUNG Der Zweck einer nichttragenden Schweißverbindung ist üblicherweise nur die Lagesicherung der Betonstahlteile während Fertigung, Transport und Betonieren. Diese Schweißnaht wird oft als Heftnaht bezeichnet.

3.3**Scherfaktor**

S_f

Verhältnis zwischen Scherkraft eines Kreuzungsstoßes und der Nennstreckgrenze R_e multipliziert mit dem Nennquerschnitt A_s des kraftübertragenden Stabes

3.4**Hersteller**

Unternehmen, das die Schweißarbeiten in den Betrieben oder auf der Baustelle ausführt

4 Symbole und Abkürzungen

a	Kehlnahtdicke
A_{gt}	Prozentsatz der Dehnung bei der Höchstkraft
A_n	Nennquerschnittsfläche des Stahlstabs
A_s	Nennquerschnittsfläche des zu verankernden Stabes
b	Überstand des Stabes
d	Nenn Durchmesser des geschweißten Stabes
d_{max}	Nenn Durchmesser des geschweißten Stabes (größte Abmessung)

$d_{\min}$	Nenn Durchmesser des geschweißten Stabes (kleinste Abmessung)
e	Abstand zwischen den Stäben
F	zu verankernde Kraft durch den Querstab
$F_{\max}$	maximale Zugfestigkeit
F_s	Scherkraft
l	Länge der Schweißnaht (Kreuzungsstoß)
l_0	Gesamtlänge der Überlappung
$L_{\min}$	Mindestlänge der Probe
r	Radius des gebogenen Betonstahlstabs
R_e	spezifizierte charakteristische Streckgrenze des Betonstahls
R_m	Nennfestigkeit des Betonstahls
S_f	Scherfaktor
t	Dicke des Steges eines Formstahls oder eines Bleches, die geschweißt werden müssen
$t_{\min}$	Mindestdicke des Steges eines Formstahls oder eines Bleches, die geschweißt werden müssen
w	Schweißnahtbreite
x	Stegabstand
y	Steghöhe
α	Öffnungswinkel
BW	Stumpfnah
CEV	Kohlenstoffäquivalent
FW	Kehlnah
SF	Scherfaktorklasse
WPQR	Bericht über die Qualifizierung des Schweißverfahrens
WPS	Schweißanweisung

5 Schweißprozesse

Die folgenden Schweißprozesse nach ISO 4063 dürfen benutzt werden (siehe Tabelle 1):

Tabelle 1 — Liste der Schweißprozesse und Ordnungsnummern nach ISO 4063

Schweißprozess	Bezeichnung
111	Lichtbogenhandschweißen
114	Metall-Lichtbogenschweißen mit Fülldrahtelektrode ohne Schutzgas
135	Metall-Aktivgasschweißen; MAG-Schweißen
136	Metall-Lichtbogenschweißen mit Fülldrahtelektrode
21	Widerstandspunktschweißen
23	Buckelschweißen
24	Abbrennstumpfschweißen
25	Pressstumpfschweißen
42	Reibschweißen
47	Gaspressschweißen

Die Grundsätze dieses Teils von ISO 17660 können für andere Schweißprozesse angewendet werden.

6 Tragende Schweißverbindungen

6.1 Allgemeines

Eine Zusammenstellung der üblichen Stabdurchmesser für Schweißverbindungen in Abhängigkeit vom Schweißprozess ist in Tabelle 2 enthalten.

EN ISO 17660-1:2006 (D)**Tabelle 2 — Übliche Stabdurchmesser für Schweißverbindungen**

Schweißprozess	Art der Schweißverbindung	Bereich der Stabnenn-durchmesser für tragende Schweißverbindungen mm
21 23	Kreuzungsstoß ^a	4 bis 20
24	Stumpfstoß	5 bis 50
25		5 bis 25
42	Stumpfstoß Verbindung mit anderen Stahlteilen	6 bis 50 6 bis 50
47	Stumpfstoß	6 bis 50
111 114 135 136	Stumpfstoß ohne Badsicherung	≥ 16
	Stumpfstoß mit bleibender Badsicherung	≥ 12
	Überlappstoß	6 bis 32
	Laschenstoß	6 bis 50
	Kreuzungsstoß ^a	6 bis 50
	Verbindung mit anderen Stahlteilen	6 bis 50
^a $d_{\min}/d_{\max}$ sollte ≥ 0,4 sein.		

Die Stöße, die in 6.2, 6.3, 6.4 und 6.6 festgelegt sind, sind so entworfen, dass sie die volle Stabkraft übertragen können. Ausnahmen sind möglich für Stumpfstöße und für Verbindungen von Betonstahlstäben mit anderen Stahlteilen. Diese müssen spezifiziert werden. Für Kreuzungsstöße muss die Scherfestigkeit bei der konstruktiven Gestaltung festgelegt werden (siehe auch Anhang G).

Die Schweißverbindung muss die Festigkeits- und Duktilitätsanforderungen des jeweiligen Betonstahls erreichen, es sei denn, diese Anforderungen werden für die Funktionen des geschweißten Produkts für irrelevant betrachtet.

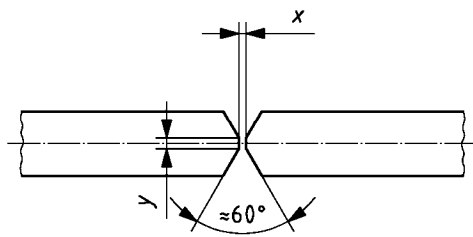
Die nachstehenden Verbindungen sind Beispiele guter Praxis. Andere Stoßausbildungen dürfen angewendet werden, wenn nachgewiesen wird, dass sie die Anforderungen des Abschnittes 11 erfüllen.

6.2 Stumpfstoß

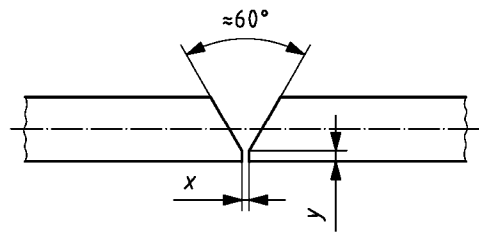
6.2.1 Stumpfstoß, geschweißt mit den Schweißprozessen 111, 114, 135 und 136

Beispiele für die Vorbereitung von Stumpfnähten von tragenden Schweißverbindungen sind in den Bildern 1a) bis 1d) angegeben. Andere Stumpfnahtvorbereitungen oder Arten von Schweißbadsicherungen dürfen ebenfalls angewendet werden.

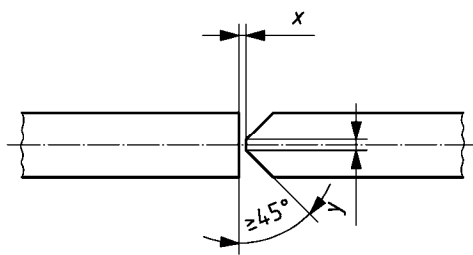
Die Vorbereitung des Stoßes muss meißelartig erfolgen. Die Schweißnahtvorbereitung sollte durch Schleifen oder Brennschneiden erfolgen.



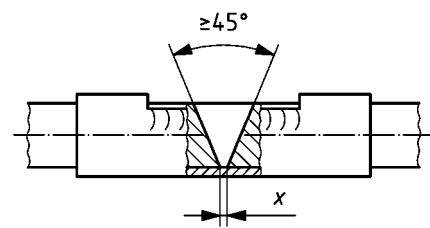
a) Doppel V-Stumpfnah



b) Einseitige V-Stumpfnah



c) Doppel HV-Stumpfnah



d) Einseitige V-Stumpfnah mit Badsicherung

Legende

x Stegabstand
 y Steghöhe

ANMERKUNG x und y sind vom Schweißprozess abhängig.

Bild 1 — Beispiele für die Stumpfstoßvorbereitung**6.2.2 Stumpfstoß, geschweißt mit den Schweißprozessen 24, 25, 42 und 47**

Bei den Schweißprozessen 24, 25 und 47 darf die Exzentrizität der Stäbe bei Stabnenndurchmessern ≤ 10 mm 1 mm und bei anderen Abmessungen 10 % des Stabnenndurchmessers nicht überschreiten.

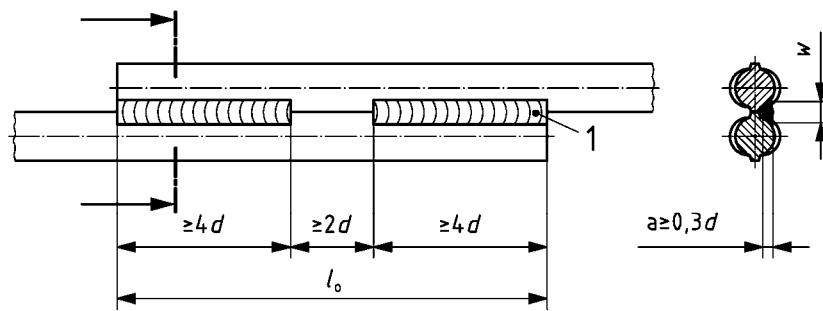
Bei den Schweißprozessen 24, 25 und 47 dürfen nur Stäbe mit gleichen Durchmessern zusammengeschweißt werden.

Bei dem Schweißprozess 42 muss die maximale Exzentrizität festgelegt werden.

6.3 Überlappstoß

Überlappstöße sind mit einseitigen unterbrochenen Flankenkehlnähten (unsymmetrischer Kraftverlauf) nach Bild 2 zu schweißen.

EN ISO 17660-1:2006 (D)

**Legende**

1 Schweißnaht

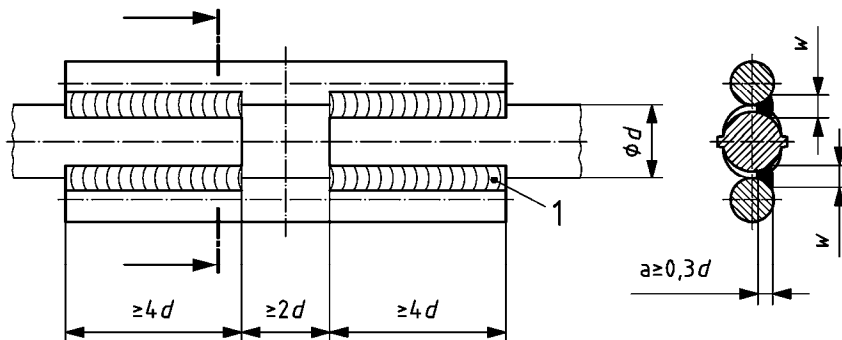
 a Kehlnahtdicke d Nenndurchmesser des dünneren der beiden zu schweißenden Stäbe l_0 Gesamtlänge der Überlappung w Schweißnahtbreite

ANMERKUNG Es kann auch beidseitig mit einer Mindestschweißnahtlänge von $2,5 d$ geschweißt werden. Eine grobe Abschätzung der tatsächlichen Kehlnahtdicke kann mit $a \approx 0,5 w$ vorgenommen werden.

Bild 2 — Überlappstoß**6.4 Laschenstoß**

Laschenstöße mit einseitigen Flankenkehlnähten sind nach Bild 3 zu schweißen.

Die zusammengefasste Querschnittsfläche der beiden Laschen muss gleich oder größer sein als die Querschnittsfläche der beiden zu verbindenden Stäbe, vorausgesetzt, dass Laschen und Stäbe die gleichen mechanischen Eigenschaften haben. Falls die Laschen und die Stäbe nicht die gleichen mechanischen Eigenschaften haben, muss die Querschnittsfläche der Laschen auf der Basis des Verhältnisses der einzelnen Nennstreckgrenzen bestimmt werden.

**Legende**

1 Schweißnaht

 a Kehlnahtdicke d Nenndurchmesser des dünneren der beiden zu verbindenden Stäbe w Schweißnahtbreite

ANMERKUNG Es kann auch beidseitig mit einer Mindestschweißnahtlänge von $2,5 d$ geschweißt werden. Eine grobe Abschätzung der tatsächlichen Kehlnahtdicke kann mit $a \approx 0,4 w$ vorgenommen werden.

Bild 3 — Laschenstoß für tragende Schweißverbindungen

6.5 Kreuzungsstoß

6.5.1 Allgemeines

Der erforderliche Scherfaktor (S_f) des Kreuzungsstoßes sollte auf den Zeichnungen angegeben werden und muss durch Prüfungen nach Abschnitt 14 bestätigt werden (für die Klassifizierung des Scherfaktors siehe Anhang G).

6.5.2 Kreuzungsstoß für Schweißprozesse 111, 114, 135 und 136

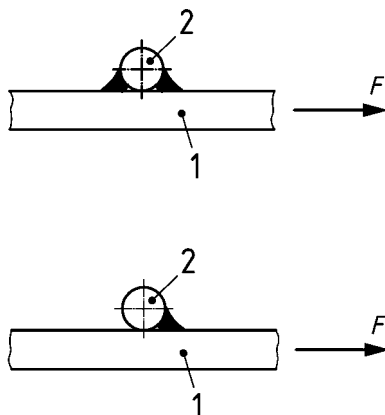
Kreuzungsstöße müssen nach Bild 4 geschweißt werden. Der Stoß muss, wann immer es möglich ist, beidseitig mit mindestens zwei gleichartigen Schweißnähten (siehe Bild 4 a) geschweißt werden.

Falls nur einseitig geschweißt wird, muss die Bestätigung der Scherfestigkeit der Schweißverbindung mit der Kraft nach Bild 4 b) erfolgen.

Um Risse in der Schweißnaht zu vermeiden, müssen die nachfolgenden Bedingungen erfüllt werden:

- kleinste Kehlnahtdicke $a \geq 0,3 d_{\min}$;
- kleinste Länge der Schweißnaht $l \geq 0,5 d_{\min}$.

Wenn mehr als ein Querstab auf der gleichen Seite des Längsstabes benutzt wird, muss der Zwischenraum mindestens das 3fache des Nenndurchmessers des Querstabs betragen.



a) Beidseitig geschweißt

b) Einseitig geschweißt

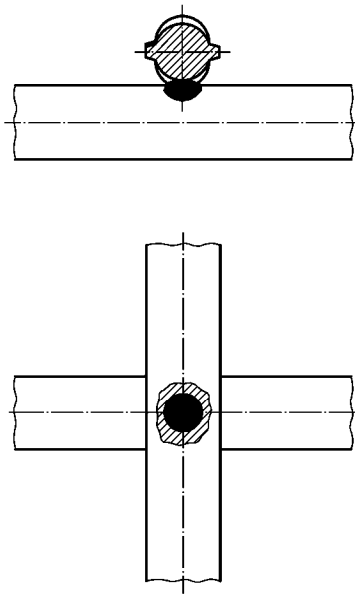
Legende

- 1 Längsstab
- 2 Querstab
- F Kraft, die mit dem Querstab übertragen wird

Bild 4 — Kreuzungsstoß, geschweißt mit den Schweißprozessen 111, 114, 135 oder 136

6.5.3 Kreuzungsstoß für Schweißprozess 21 und 23

Kreuzungsstöße, die mit den Prozessen 21 und 23 ausgeführt werden, müssen nach Bild 5 geschweißt werden.

EN ISO 17660-1:2006 (D)**Bild 5 — Kreuzungsstoß, geschweißt mit den Schweißprozessen 21 und 23****6.6 Verbindungen zwischen Betonstahlstäben und anderen Stahlteilen****6.6.1 Allgemeines**

Die Werkstoffdicken der Stahlteile nach den Bildern 6 bis 9 sind unter schweißtechnischen Gesichtspunkten festgelegt worden. Größere Werkstoffdicken können aufgrund einer detaillierten statischen Untersuchung erforderlich werden.

Wenn die Schweißnahtlänge oder die Werkstoffdicke der Stahlteile von den Festlegungen in den Bildern 6, 7, 8 und 9 abweicht, müssen die abweichenden Maße durch Versuchsergebnisse nachgewiesen werden.

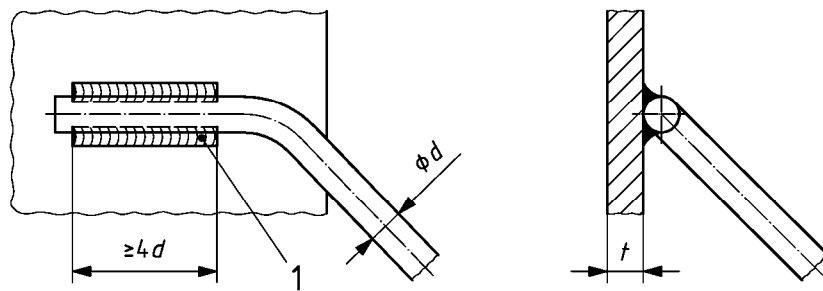
Die Einzelheiten von solchen Versuchen müssen festgelegt und dokumentiert werden.

Die Werkstoffauswahl, Bemessung und Konstruktion der Stahlteile muss nach den maßgebenden Planungsvorgaben erfolgen.

Schweißverbindungen zwischen Betonstählen nach 7.1.1 und nichtrostenden Stählen oder Feinkornbaustählen sind zulässig.

6.6.2 Verbindungsarten**6.6.2.1 Verbindung mit Flankenkehlnaht**

Die tragenden Schweißverbindungen mit Flankenkehlnähten sind in den Bildern 6 und 7 dargestellt. Verbindungen mit einseitigen Flankenkehlnähten müssen unter Beachtung der Maße für Überlappstöße (siehe 6.3) geschweißt werden. Verbindungen mit beidseitigen Flankenkehlnähten müssen unter Beachtung der Maße für den Laschenstoß (siehe 6.4) geschweißt werden.

EN ISO 17660-1:2006 (D)

$0,4 d \leq t$, aber $t_{\min} = 4 \text{ mm}$

Legende

1 Schweißnaht

d Nenndurchmesser der geschweißten Stäbe

t Dicke des Steges eines Formstahls oder eines Bleches, das geschweißt werden muss

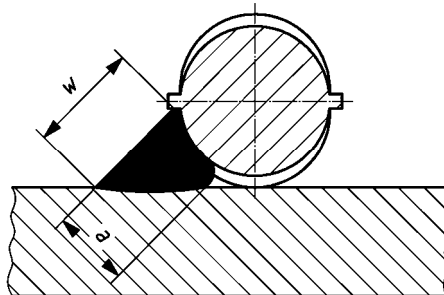
Bild 7 — Flankenkehlnähte am gebogenen Betonstahlstab

Für die Dicke der Stahlteile, die Länge der Schweißnaht und die Schweißnahtabstände müssen die Maße nach den Bildern 6 und 7 beachtet werden.

Für das Schweißen von beidseitigen Flankenkehlnähten an gebogenen Betonstahlstäben nach Bild 7 gelten ebenfalls die Anforderungen nach 13.2.

Beim Zusammenbau muss ausreichende Zugänglichkeit zum Schweißen sichergestellt werden.

Flankenkehlnähte müssen nach Bild 8 ausgeführt werden.



$a \approx 0,3 d$, mindestens 3 mm

Legende

a Kehlnahtdicke

w Schweißnahtbreite

ANMERKUNG $a \approx 0,7 \times w$

Bild 8 — Nahtausbildung von Flankenkehlnähten

6.6.2.2 Stirnplattenverbindungen

Stirnplattenverbindungen müssen nach Bild 9 geschweißt werden.

Wenn mehrere Betonstahlstäbe an ein Blech oder an ein Formstahl geschweißt werden, muss der Abstand zwischen den Stäben mindestens $3 d$ sein.

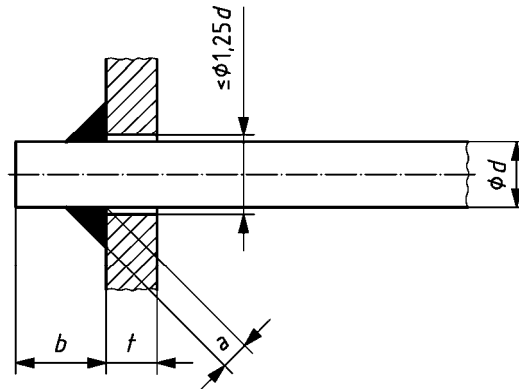
ANMERKUNG Eine derartige Verbindung kann für Endverankerungen benutzt werden.

Bei Verbindungen mit Kehlnähten am aufgesetzten Stab nach Bild 9 c) muss das Ende des Betonstahlstabs rechtwinklig zur Stabachse abgetrennt werden. Es sollte kein Abstand zwischen dem rechtwinkligen Ende des Betonstahlstabs und dem Stahlteil vorhanden sein. Dopplungen und Terrassenbrüche im Stahlblech müssen durch den Einsatz eines geeigneten Grundwerkstoffes vermieden werden. Das Stahlblech muss durch Prüfungen überprüft werden, z. B. nach EN 10164.

$$a = 0,4 d$$

$$b \geq d$$

$$0,4 d \leq t, \text{ aber } t_{\min} = 4 \text{ mm}$$

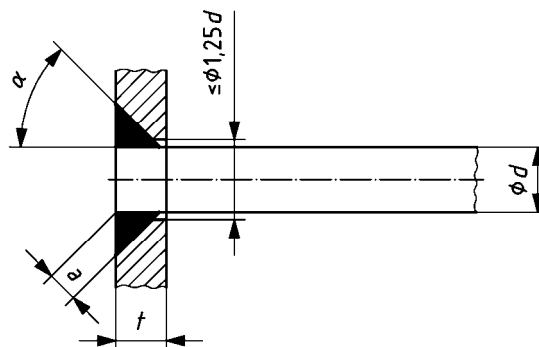


a) Durchgesteckter Stab

$$\alpha \geq 45^\circ$$

$$a = 0,4 d$$

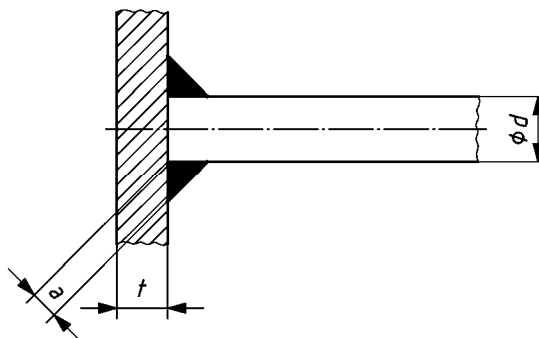
$$t \geq d$$



b) Versenkter Stab

$$a = 0,4 d$$

$$0,4 d \leq t, \text{ aber } t_{\min} = 4 \text{ mm}$$



c) Aufgesetzter Stab

Legende

- a Kehlnahtdicke
- b Überstand des Stabes
- d Nenndurchmesser des geschweißten Stabes
- t Blechdicke
- $t_{\min}$ Mindestblechdicke
- α Öffnungswinkel

Bild 9 — Stirnplattenverbindung

EN ISO 17660-1:2006 (D)**7 Werkstoffe****7.1 Grundwerkstoffe****7.1.1 Betonstähle**

Schweißgeeignete Betonstähle und nichtrostende Betonstähle nach den maßgebenden Normen oder technischen Spezifikationen dürfen benutzt werden. Bei der Instandsetzung und Erweiterung von Bauten muss die Schweißeignung der vorhandenen Betonstähle nachgewiesen werden.

7.1.2 Andere Stahllarten

Andere Stahllarten (schweißgeeignete Baustähle oder nichtrostende Stähle) dürfen an Betonstähle angeschweißt werden. Der Lieferzustand des Stahls muss im Abnahmeprüfzeugnis angegeben sein.

7.1.3 Prüfbescheinigungen

Für Betonstähle wird ein Abnahmeprüfzeugnis nicht benötigt, wenn der Hersteller des Betonstahls für den Markt nach der maßgebenden Produktnorm zertifiziert ist.

Das Kohlenstoffäquivalent (CEV), die Herstellungsart und die Lieferzustände müssen vor dem Schweißen bestimmt werden.

Diese Forderung für das CEV muss nicht angewendet werden, wenn

- a) die Schweißeignung mit einem nach der maßgebenden Produktnorm höchsten zulässigen CEV-Wert in einer Schweißverfahrensprüfung nachgewiesen wird oder
- b) nachgewiesen werden kann, dass der gelieferte Stahl den gleichen oder einen niedrigeren CEV-Wert als der bei der Schweißverfahrensprüfung verwendete Stahl hat.

Für Betonstähle und Baustähle muss der CEV-Wert nach der folgenden Gleichung berechnet werden und der maßgebenden Produktnorm entsprechen:

$$\text{CEV} = \text{C} + \frac{\text{Mn}}{6} + \frac{\text{Cr} + \text{Mo} + \text{V}}{5} + \frac{\text{Ni} + \text{Cu}}{15} \quad (1)$$

7.2 Schweißzusätze

Verwendete Schweißzusätze müssen nach der maßgebenden Norm qualifiziert sein.

Für tragende Schweißverbindungen muss die Mindeststreckgrenze der Schweißzusätze mindestens 70 % der Streckgrenze des Betonstahls betragen. Für tragende Stumpfnah-Schweißverbindungen muss die Streckgrenze der Schweißzusätze gleich oder größer sein als die Streckgrenze der zu schweißenden Betonstähle.

ANMERKUNG In einigen Ländern werden Schweißzusätze nach der Zugfestigkeit bezeichnet.

8 Qualitätsanforderungen

Hersteller, die im Betrieb oder auf der Baustelle Schweißarbeiten an tragenden Schweißverbindungen mit Betonstählen ausführen, müssen, soweit zutreffend, die Qualitätsanforderungen nach ISO 3834-3 und die Anforderungen dieses Teils von ISO 17660 voll erfüllen, siehe auch Anhang D.

9 Schweißpersonal

9.1 Schweißaufsichtsperson

Der Hersteller geschweißter Betonstahlstabverbindungen muss über mindestens eine Schweißaufsichtsperson nach ISO 14731 mit speziellen technischen Kenntnissen für das Schweißen von Betonstählen verfügen (siehe Anhang B).

Das Schweißaufsichtspersonal ist für die Qualität von geschweißten Betonstahlverbindungen im Betrieb und auf der Baustelle verantwortlich. Das Schweißaufsichtspersonal muss sicherstellen, dass nur nach qualifizierten Schweißanweisungen nach dem maßgebenden Teil von ISO 15609-1, ISO 15609-2 oder ISO 15609-5 geschweißt wird. Die Schweißanweisung muss für eine Überprüfung am Arbeitsplatz vorliegen (siehe Abschnitt 10).

Das Schweißaufsichtspersonal muss im Fall von Unregelmäßigkeiten Maßnahmen zur Abstellung treffen.

Das Schweißaufsichtspersonal darf die Schweißerprüfungen der Schweißer, die von ihnen beim Schweißen von Betonstahl überwacht werden, durchführen (siehe Anhang D). Das Schweißaufsichtspersonal darf auch Schweißerprüfungsbescheinigungen zum Schweißen von Betonstahl ausstellen und verlängern.

ANMERKUNG Bei der Überwachung der Schweißarbeiten kann sich die Schweißaufsichtsperson durch Mitarbeiter des Herstellers, die über eine ausreichende schweißtechnische Ausbildung und Erfahrung verfügen, unterstützen lassen. Die Verantwortung der Schweißaufsichtsperson bleibt davon unberührt.

9.2 Schweißer- und Bedienerprüfungen

9.2.1 Schweißer

Für jeden Schweißprozess, der in der Werkstatt oder auf der Baustelle angewendet wird, muss dem Hersteller eine ausreichende Anzahl von geprüften Schweißern mit besonderer Ausbildung zum Schweißen von Betonstählen zur Verfügung stehen.

Für die Ausführung von tragenden Betonstahlstab-Schweißverbindungen muss der Schweißer als Basis über eine Kehlnahtschweißerprüfung nach ISO 9606-1 oder Gleichwertigem verfügen. Der Schweißer muss eine zusätzliche Ausbildung für die jeweiligen Schweißverbindungen erhalten und muss zufrieden stellend geschweißt haben. Die Anzahl der Prüfstücke muss Tabelle 3 entsprechen. Die kritischsten Schweißbedingungen in der Produktion (z. B. Maße, Schweißpositionen) müssen erfasst sein. Die Auswertung der Prüfstücke muss nach Tabelle 3 erfolgen und das positive Ergebnis muss durch die Schweißaufsichtsperson bestätigt werden (siehe Anhang E).

Tabelle 3 — Anzahl der Prüfstücke und Geltungsbereich der Schweißerprüfung

Verbindung	Anzahl der Prüfstücke	Geltungsbereich	Art der Prüfung des Prüfstückes nach dieser Norm
Stumpfstoß	3 ^a	Stumpfstoß	Zugversuch
Überlappstoß	3 ^b	Überlappstoß, Laschenstoß, andere Verbindungen	Zugversuch
Laschenstoß	3 ^c	Überlappstoß, Laschenstoß, andere Verbindungen	Zugversuch
Kreuzungsstoß	3 ^d	Kreuzungsstoß	Scherversuch, Zugversuch
Andere Verbindungen	3 ^e	Überlappstoß, Laschenstoß, andere Verbindungen	Zugversuch
^a Nach Bild 1. ^b Nach Bild 2. ^c Nach Bild 3. ^d Nach Bild 4 oder 5. ^e Nach Bildern 7, 8, 9 oder 10.			

EN ISO 17660-1:2006 (D)**9.2.2 Bediener von Schweißeinrichtungen und Einrichter für das Widerstandsschweißen**

Bediener von Schweißeinrichtungen und Einrichter für das Widerstandsschweißen für vollmechanisches oder automatisches Schweißen müssen über eine gültige Bedienerprüfungsbescheinigung nach ISO 14732 verfügen, ausgeführt an Betonstahl.

9.3 Gültigkeitsdauer einer Schweißerprüfung

Eine Prüfung eines Schweißers, der nach 9.2.1 zum Schweißen von Betonstählen qualifiziert ist, bleibt zwei Jahre im Geltungsbereich der Prüfung gültig. Danach muss der Schweißer erneut geprüft werden oder die Prüfung kann verlängert werden. Zur Verlängerung der Schweißerprüfung müssen zusätzliche Aufzeichnungen der Arbeitsprüfungen (siehe Abschnitt 12), geschweißt in der schwierigsten Position, dokumentiert werden (d. h. mindestens acht Prüfungen in einem Zeitraum von 24 Monaten, wobei mindestens zwei Prüfungen aus den letzten sechs Monaten stammen müssen).

Die Bestätigung nach sechs Monaten und die Wiederholungsprüfung nach ISO 9606-1 oder Gleichwertigem ist nicht notwendig, wenn der Schweißer nur Betonstahlstäbe schweißt und die Verlängerung für das Schweißen von Betonstahlstäben gegeben ist.

10 Schweißanweisung (WPS)

Schweißanweisungen müssen, soweit zutreffend, nach ISO 15609-1, ISO 15609-2, ISO 15609-5 oder ISO 15620 vorbereitet werden. In jedem Fall muss die WPS durch die zusätzlichen, maßgebenden Parameter im Abschnitt 11 ergänzt werden. Anhang A enthält ein Beispiel eines WPS-Vordrucks.

11 Schweißverfahrensprüfung**11.1 Allgemeines**

Vor Beginn der Produktionsschweißarbeiten müssen alle Schweißverfahren mit einer Schweißverfahrensprüfung qualifiziert werden.

11.2 Proben

Die Proben dürfen, soweit zutreffend, nach Anhang C ausgewählt werden. Die Maße müssen aus Tabelle 5 gewählt werden.

11.3 Untersuchung und Prüfung

Die Untersuchung und Prüfung muss nach Tabelle 4 ausgeführt werden.

Tabelle 4 — Untersuchung und Prüfung

Schweißprozess	Schweißstoßart	Anzahl der Prüfstücke		
		Zugversuch	Biegeversuch	Scherversuch
111 114 135 136	Stumpfstoß	3	3	—
	Überlappstoß/ Laschenstoß	3	—	—
	Kreuzungsstoß	6 ^a	3 ^b	3 ^c
	Andere Verbindungen	3	—	—
21 23	Kreuzungsstoß	6 ^a	3 ^b	3 ^c
24 25 42 47	Stumpfstoß	3	3	—
^a 3 Zugversuche an jedem Stab, wenn die Durchmesser unterschiedlich sind. Bei gleichen Durchmessern sind nur 3 Zugversuche erforderlich. ^b Biegeversuch am dickeren Stab, nur erforderlich wenn die Schweißzone während der Herstellung gebogen wird. ^c Scherversuch am zu verankernden Stab.				

11.4 Abnahmebedingungen

Die Abnahmebedingungen zur Untersuchung und Prüfung müssen die Anforderungen in Abschnitt 14 erfüllen.

11.5 Geltungsbereich

11.5.1 Werkstoff

Eine an einer Stahlsorte ausgeführte Schweißverfahrensprüfung qualifiziert keine anderen Stahlsorten.

Das Kohlenstoffäquivalent des in der Schweißverfahrensprüfung verwendeten Werkstoffes qualifiziert Werkstoffe mit einem gleichen oder niedrigeren Kohlenstoffäquivalent, jedoch nicht höhere Kohlenstoffäquivalente.

11.5.2 Tragend/Nichttragend

Eine Schweißverfahrensprüfung für tragende Schweißverbindungen qualifiziert nichttragende Schweißverbindungen, aber nicht umgekehrt.

11.5.3 Herstellungsart des Betonstahls

Eine Schweißverfahrensprüfung ist beschränkt auf den Herstellungsprozess des Betonstahls, der bei der Schweißverfahrensprüfung benutzt wurde, siehe ISO 16020.

11.5.4 Durchmesser des Betonstahlstabes und Werkstoffdicke

Der Geltungsbereich für den Durchmesser des Betonstahlstabes und der Werkstoffdicke ist in Tabelle 5 angegeben.

EN ISO 17660-1:2006 (D)

**Tabelle 5 — Geltungsbereich für den Durchmesser des
Betonstahlstabes und der Werkstoffdicke**

Maße in Millimeter

In der Schweißverfahrensprüfung verwendeter Durchmesser und Blechdicke ^a		Geltungsbereich	
d/d		Ein Nenndurchmesser ober- und unterhalb, vorausgesetzt, dass die Stäbe den gleichen Durchmesser haben ^b	
$d_{\max}/d_{\min}^c$		$d_{\max}/d_{\min}^c$	
$d_{\max}/d_{\max}$ $d_{\min}/d_{\min}$		alle Verbindungen zwischen $d_{\max}/d_{\max}$ und $d_{\min}/d_{\min}$ mit gleichem Durchmesser	
$d_{\max}/d_{\max}$ $d_{\min}/d_{\min}$ $d_{\max}/d_{\min}^{c,d}$		alle Kombinationen mit Maßen von $d_{\min}$ bis $d_{\max}$	
Verbindungen mit anderen Stahlteilen ^e			
Stahlstab	Werkstoffdicke	Stahlstab	Werkstoffdicke
$d_{\max}$ und $d_{\min}$	$4 < t < 30$	$d_{\min} \leq d \leq d_{\max}$	$0,5t^f$ bis $1,2t$
	$t \geq 30$		≥ 5

^a Bei Prüfstücken mit verschiedenen Durchmessern müssen beide Durchmesser geprüft werden.

^b Durchmesser > 32 mm müssen separat geprüft werden.

^c Gilt nicht für die Schweißprozesse 24, 25 und 47, siehe 6.2.2.

^d Für die Kombination $d_{\max}/d_{\min}$ dürfen andere Durchmesser als bei der Prüfung $d_{\max}/d_{\max}$ und $d_{\min}/d_{\min}$ verwendet werden. Der Geltungsbereich wird durch das verwendete Durchmesser Verhältnis festgelegt. Typische Beispiele für Kombinationen von Durchmessern für Kreuzungsstöße bei den Schweißprozessen 21 und 23 liefert Anhang H.

^e Siehe Bilder 6, 7, 8 und 9.

^f Mindestens 4 mm.

11.5.5 Stirnplattenverbindungen

Stirnplattenverbindungen nach Bild 9c) schließen Stirnplattenverbindungen nach Bild 9a) ein.

11.5.6 Andere wesentliche Einflussgrößen

Der Geltungsbereich für andere wesentliche Einflussgrößen muss die Anforderungen der nach Tabelle 6 maßgebenden Internationalen Normen für die Verfahrensqualifizierung verschiedener Schweißprozesse erfüllen.

Tabelle 6 — Maßgebende Internationale Normen für verschiedene Schweißprozesse

Schweißprozess	Maßgebende Norm
Lichtbogenschweißen (111, 114, 135, 136)	ISO 15614-1 ^a
Widerstandspunkt- und Buckelschweißen (21, 23)	ISO 15614-12
Abbrennstumpf- und Pressstumpfschweißen (24, 25)	ISO 15614-13
Reibschweißen (42)	ISO 15620
^a Die Anforderungen hinsichtlich Wärmeeinbringung dürfen für Kreuzungsstoßschweißungen vernachlässigt werden.	

11.6 Gültigkeit

Die Gültigkeit einer Schweißverfahrensprüfung ist unbegrenzt, so lange sie durch laufende Arbeitsprüfungen bestätigt wird. Falls eine Unterbrechung der Produktionsarbeiten von mehr als 12 Monate auftritt, muss die Schweißverfahrensprüfung durch eine vorgezogene Arbeitsprüfung, siehe Abschnitt 12, bestätigt werden.

12 Arbeitsprüfung

Eine Arbeitsprüfung muss ausgeführt werden, um sicherzustellen, dass unter den lokalen Fertigungsbedingungen im Betrieb oder auf der Baustelle die gleiche Qualität einer Schweißnaht wie bei der Schweißverfahrensprüfung produziert werden kann. Die Anzahl der Prüfstücke ist in Tabelle 7 enthalten. Tabelle 7 muss von jedem Schweißer und für jede WPQR voll erfüllt werden. Die Arbeitsprüfungen müssen von allen eingesetzten Schweißern in der schwierigsten Position der Produktion geschweißt werden.

Im Fall von Serienproduktion mit dem gleichen qualifizierten Schweißverfahren muss die Zeitperiode für Arbeitsprüfungen in Werkstätten festgelegt werden und darf drei Monate nicht überschreiten. In anderen Fällen und auf Baustellen ist eine Probserie bei Beginn eines jeden Auftrages und nach jedem Monat erforderlich.

EN ISO 17660-1:2006 (D)**Tabelle 7 — Anzahl der Prüfstücke für die Arbeitsprüfung**

Schweißprozess	Schweißstoßart	Anzahl der Prüfstücke		
		Zugversuch	Biegeversuch	Scherversuch
111 114 135 136	Stumpfstoß	1	1	—
	Überlappstoß / Laschenstoß	1	—	—
	Kreuzungsstoß	2 ^a	1 ^b	3 ^c
	Andere Stöße	1	—	—
21	Überlappstoß	1	—	—
23	Kreuzungsstoß	2 ^a	1 ^b	3 ^c
24 25 42 47	Stumpfstoß	1	1	—
42	Andere Stöße	1	—	—
^a Ein Zugversuch an jedem Stab, wenn die Durchmesser unterschiedlich sind. Bei gleichen Durchmessern ist nur ein Zugversuch erforderlich. ^b Biegeversuch am dickeren Stab, nur erforderlich wenn die Schweißzone während der Herstellung gebogen wird. ^c Scherversuch am zu verankernden Stab.				

Die Prüfungen sind nach den Bedingungen des Abschnitts 14 zu schweißen und auszuwerten (Beispiel für einen WPQR-Vordruck siehe Anhang E). Wenn eine Probe versagt, müssen zwei zusätzliche gleichartige Prüfstücke geschweißt und geprüft werden. Beide zusätzlichen Prüfstücke müssen die Bedingungen des Abschnitts 14 voll erfüllen. Wenn eines dieser zusätzlichen Prüfstücke versagt, gilt die Arbeitsprüfung als nicht bestanden.

Im Fall einer negativen Arbeitsprüfung müssen die beteiligten Schweißer ausreichend geschult werden, bevor die Arbeitsprüfung wiederholt wird. Erst nach erfolgreichem Ergebnis der Arbeitsprüfung dürfen die Schweißarbeiten fortgeführt werden. Zusätzlich müssen geeignete Maßnahmen veranlasst werden, und die Berichte dieser Maßnahmen müssen aufbewahrt werden.

Die Ergebnisse der Arbeitsprüfungen sind im Fertigungsbuch (siehe Abschnitt 15) festzuhalten. Das Fertigungsbuch ist mindestens fünf Jahre aufzubewahren.

13 Ausführung und Überwachung des Produktionsschweißens von Betonstählen

13.1 Allgemeines

Jede Schweißung muss einer Sichtprüfung unterzogen werden. Für Schweißverbindungen von Betonstählen, die durch Lichtbogenschweißprozesse hergestellt wurden, gilt, soweit anwendbar, die Bewertungsgruppe C für Oberflächenunregelmäßigkeiten nach ISO 5817. Für andere Schweißprozesse gelten die Abnahmebedingungen nach der maßgebenden Verfahrensnorm.

ANMERKUNG 1 Um einen Abfall der Festigkeit zu vermeiden, sollte die Wärmeeinbringung beschränkt werden, wenn spezielle Arten von Betonstählen verwendet werden, z. B. kaltverformte oder vergütete oder selbstaushärtende Stähle.

Schweißer und Schweißverbindungen müssen angemessen gegen Umwelteinflüsse wie Wind, Regen und Schnee geschützt werden.

Zusätzlich sind Schmutz, Fett, Öl, Rost, Zunder und Beschichtungen von dem zu schweißenden Bereich zu entfernen.

Wenn die Schweißbedingungen die Schweißbarkeit beeinflussen, z. B. bei hohen Abkühlgeschwindigkeiten, bei Temperaturen niedriger als 0 °C, müssen geeignete Maßnahmen in der Schweißanweisung (WPS) angegeben sein. Bei Anwendung der Schweißprozesse 135 und 136 sollten die Schweißbereiche vor Wind und anderen Luftbewegungen geschützt werden.

ANMERKUNG 2 Für Durchmesser > 40 mm kann die Bestimmung der Vorwärmtemperatur nach ISO/TR 17671-2 notwendig sein.

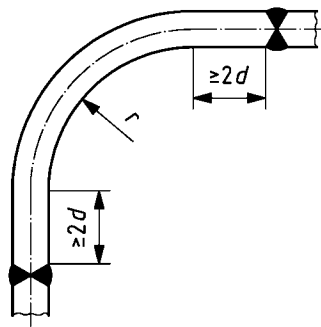
Das Schweißen darf nur nach qualifizierten Schweißanweisungen erfolgen, die am Arbeitsplatz vorhanden sein müssen.

Betonstahlschweißarbeiten dürfen nur von Schweißern und Bedienern geschweißt werden, die im Besitz einer gültigen Schweißerprüfung für die Art der Schweißverbindung sind, die geschweißt werden muss (siehe 9.2).

13.2 Schweißen an gebogenen Betonstahlstäben

Biegen muss im Allgemeinen vor dem Schweißen durchgeführt werden.

Weil die Wärmeeinbringung beim Schweißen die mechanischen Eigenschaften des gebogenen Betonstahls beeinflusst, muss der Abstand von der Schweißnaht bis zum Beginn der Biegung bei Stumpfstößen mindestens $2d$ betragen, siehe Bild 10. Für Überlappstöße und Laschenstöße darf der Abstand nicht geringer als $1d$ sein.

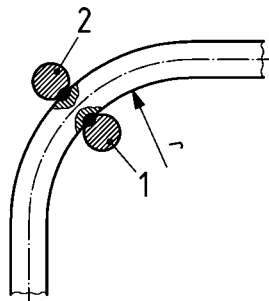


Legende

- d Nenndurchmesser des geschweißten Stabes
- r Radius des gebogenen Betonstabstahls

Bild 10 — Stumpfstöße in gebogenen Betonstahlstäben

Bei Kreuzungsstößen dürfen die Schweißnähte in den Biegungen liegen (entweder in der Innen- oder der Außenseite der Biegung), siehe Bild 11.



Legende

- 1 Kreuzungsstoß auf der Innenseite der Biegung
- 2 Kreuzungsstoß auf der Außenseite der Biegung
- r Radius des gebogenen Betonstabstahls

Bild 11 — Kreuzungsstöße in Biegungen

EN ISO 17660-1:2006 (D)

ANMERKUNG Falls das Schweißen vor dem Biegen durchgeführt wird, sollten spezielle Konstruktionsanforderungen für den Biegedorndurchmesser berücksichtigt werden.

13.3 Schweißnähte, hergestellt mit den Schweißprozessen 21 und 23

Es sind synchron gesteuerte Schweißmaschinen zu verwenden.

Die Schweißmaschine muss in der Lage sein, reproduzierbare Stromstärken, Schweißzeiten und die Elektrodenstauchkräfte einstellen zu können. Sofern nicht anders festgelegt, sind Formelektroden zu verwenden.

Die Schweißparameter müssen vor Beginn des Schweißens nach der maßgebenden WPS eingestellt werden.

13.4 Schweißnähte, hergestellt mit den Schweißprozessen 24 und 25

Es sind nur Schweißmaschinen mit einer für die Schweißaufgabe angemessenen elektrischen Leistung und mit den jeweils erforderlichen Stauch- und Spannkraften zu verwenden. Die Arten und die Leitung der Schweißmaschine muss der entsprechen, die bei der Schweißverfahrensprüfung benutzt wurde.

Wenn Spannungsschwankungen auftreten können, sind geeignete Maßnahmen zum Konstanthalten der Sekundärleistung zu treffen.

Es darf keine beschleunigte Abkühlung nach dem Schweißen angewendet werden.

13.5 Schweißnähte, hergestellt mit dem Schweißprozess 42

Siehe ISO 15620.

13.6 Schweißnähte, hergestellt mit dem Schweißprozess 47

Es sind Schweißmaschinen mit hydraulischer Stauchvorrichtung zu verwenden. Die Schweißmaschinen müssen hinsichtlich Schweißbrennergröße, Stauchkraft, Stauchgeschwindigkeit, Stauchweg und Spannkraft der Klemmbacken ausreichend ausgelegt sein und gleich bleibende Schweißparameter müssen sichergestellt sein. Es müssen Vorrichtungen zur Messung des hydraulischen Stauchdrucks vorhanden sein.

14 Untersuchung und Prüfung von Proben**14.1 Allgemeines**

Die Prüfstücke müssen nach der maßgebenden Schweißanweisung geschweißt werden.

Alle Prüfstücke müssen vor der Prüfung einer Sichtprüfung unterzogen werden. Für Schweißverbindungen von Betonstählen, die durch Lichtbogenschweißprozesse hergestellt wurden, dürfen nur solche Proben, die, soweit zutreffend, die Anforderungen der Bewertungsgruppe C für Oberflächenunregelmäßigkeiten nach ISO 5817 erfüllen, einer weiteren mechanischen Prüfung unterzogen werden. Für andere Schweißprozesse gelten die Abnahmebedingungen nach der maßgebenden Verfahrensnorm.

Alle zerstörenden Prüfungen müssen nach ISO 15630-1 für Zugversuche und Biegeprüfungen und nach ISO 15620-2 für Scher- und Biegeversuche durchgeführt werden, soweit nichts anderes in 14.2 bis 14.4 festgelegt ist.

14.2 Zugversuch**14.2.1 Proben**

Der Zugversuch muss an unbearbeiteten Proben durchgeführt werden und sofern möglich, muss die Lage der Schweißnaht ungefähr in Probenmitte liegen.

Empfohlene Probenmaße sind in Anhang C dargestellt.

Wenn ein genormter Zugversuch nicht vorbereitet werden kann, z. B. Verbindung eines Formstahls mit einem Stabstahl, müssen die Proben zwischen der Schweißaufsichtsperson und dem Prüflabor vereinbart werden. Für Proben, die aus Stäben bestehen, die mit anderen Stahlteilen verbunden worden sind, muss sichergestellt sein, dass die Tragkraft des Stahlteils gleich oder größer als die geforderte Tragkraft der Verbindung ist, die geprüft wird.

14.2.2 Prüfverfahren

Wenn Stirnplattenverbindungen geprüft werden, muss das Loch in den Auflagerplatten so gewählt werden, dass der Gegenhalter nicht auf dem Schweißgut aufsitzt. Wenn der Gegenhalter auf der Gegenseite des Schweißguts angeordnet wird, muss das Loch im Gegenhalter, so weit wie möglich, dem Loch in der Probe entsprechen.

Wenn die Probenausbildung es unmöglich macht, einen genormten Zugversuch durchzuführen, muss die genaue Prüfmethode zwischen Schweißaufsichtsperson und dem Prüflabor vereinbart werden.

14.2.3 Bewertung der Ergebnisse

Die Bruchfläche muss frei von Unregelmäßigkeiten sein, die, soweit zutreffend, größer sind als nach den Anforderungen der Bewertungsgruppe C nach ISO 5817.

Falls nicht anders festgelegt, müssen die nachfolgenden Anforderungen eingehalten sein:

$$F_{\max} \geq A_n \cdot R_m$$

Dabei ist

- $F_{\max}$ die größte Zugkraft, in N;
- A_n der Nennquerschnitt des Stabes, in mm²;
- R_m die Nennzugfestigkeit des Stabes, in N/mm².

ANMERKUNG Bei der Qualifikation des Schweißverfahrens in Verbindung mit den Entwurfsvorgaben ist für einen Stoß, der eine festgelegte Last überträgt, $F_{\max}$ gleich oder größer als der festgelegte Wert der Last.

Falls R_m für den Grundwerkstoff nicht spezifiziert ist, muss der Wert von R_m aus der spezifizierten charakteristischen Streckgrenze R_e des Stabes multipliziert mit dem spezifizierten charakteristischen R_m/R_e -Verhältnis ermittelt werden.

Andere mechanische Eigenschaften, z. B. A_{gt} , gemessen außerhalb der Schweißzone, können erforderlich werden und werden in Abhängigkeit von der Werkstoffnorm, die in der Planungsspezifikation verwendet wurde, gemessen.

14.2.4 Ergebnisbericht

Die nachfolgenden Ergebnisse der Prüfung müssen (soweit zutreffend) aufgezeichnet werden:

- a) die verwendete Schweißanweisung;
- b) die Probenart und ihre Maße;
- c) die maximale erreichte Zugkraft, in kN;
- d) die Bruchlage;
- e) die Art und Lage irgendeiner Unregelmäßigkeit in der Bruchfläche;
- f) die Art und Lage irgendeiner Unregelmäßigkeit, die bei der Sichtprüfung festgestellt wurde;
- g) die ermittelte Dehnung, in % (falls gefordert).

Der Bericht muss klar aussagen, ob die Anforderungen dieses Teils von ISO 17660 erfüllt worden sind oder nicht.

EN ISO 17660-1:2006 (D)**14.3 Scherprüfung****14.3.1 Probe**

Die Probe muss Anhang C für die geprüfte Schweißstoßart entsprechen.

14.3.2 Prüfverfahren

Das Prüfverfahren muss ISO 15630-2 entsprechen.

14.3.3 Bewertung der Ergebnisse

Die Scherkraft muss die folgenden Bedingungen erfüllen:

$$F \geq S_f \cdot A_s \cdot R_e$$

Dabei ist

F	die Scherkraft, in N;
S_f	der Scherfaktor, in % (Werte siehe Anhang G);
A_s	der Nennquerschnitt des zu verankernden Stabes, in mm ² ;
R_e	die spezifizierte, charakteristische Streckgrenze des Betonstahls, in N/mm ² .

Der Scherfaktor beinhaltet die erforderliche Festigkeit der Verbindung, siehe 6. 5.1.

14.3.4 Ergebnisbericht

Die nachfolgenden Ergebnisse der Prüfung müssen, soweit zutreffend, aufgezeichnet werden:

- a) die verwendete Schweißanweisung;
- b) die Probenart und ihre Maße;
- c) die Scherkraft, in kN;
- d) die Bruchlage;
- e) die Art und Lage irgendeiner Unregelmäßigkeit in der Bruchfläche;
- f) die Art und Lage irgendeiner Unregelmäßigkeit, die bei der Sichtprüfung festgestellt wurde.

Der Bericht muss klar aussagen, ob die Anforderungen dieses Teils von ISO 17660 erfüllt sind oder nicht.

14.4 Biegeprüfung**14.4.1 Probe**

Die Länge der Probe muss Anhang C entsprechen. Die Schweißnaht oder der kreuzende Stab müssen ungefähr in der Mitte der Probe liegen.

14.4.2 Prüfverfahren

Die Proben müssen auf Maschinen, die ein kontinuierliches Biegen ermöglichen, durchgeführt werden.

Bei Stumpfnähten darf die Nahtüberhöhung, die die Biegerollen berühren würden, abgearbeitet oder die Biegerolle ausgespart werden, um die Nahtüberhöhung aufzunehmen. Die Biegerollen der Maschine müssen frei drehbar sein und der Gebrauch von Zwischenlagen zum Vermeiden von Quetschungen ist erlaubt.

Die Probe muss mindestens 60° gebogen werden, und der Biegedorn bei der Biegeprüfung muss den Werten in Tabelle 8 entsprechen.

Tabelle 8 — Biegedurchmesser für Biegeprüfung

Maße in Millimeter

Durchmesserbereich für den Betonstahlstab	Durchmesser des Biegedorns
$d \leq 8$	$5 d$
$8 < d \leq 12$	$6 d$
$12 < d \leq 20$	$8 d$
$20 < d \leq 32$	$10 d$
$d > 32$	$12 d$

14.4.3 Bewertung der Ergebnisse

Die Biegeprobe muss einer Sichtprüfung unterzogen werden. Risse, die an der Oberfläche des Stabes ohne Vergrößerung sichtbar sind, sind unzulässig. Teilweise Trennungen von geschweißten Kreuzungsstößen dürfen an der Oberfläche des Stabes auftreten, solange der Stabwerkstoff duktil bleibt.

14.4.4 Ergebnisbericht

Die nachfolgenden Ergebnisse müssen (soweit zutreffend) aufgezeichnet werden:

- a) die Schweißanweisung;
- b) die Probenart und ihre Maße;
- c) die Bruchlage;
- d) die Art und Lage irgendeiner Unregelmäßigkeit in der Bruchfläche;
- e) die Art und Lage irgendeiner Unregelmäßigkeit, die bei der Sichtprüfung festgestellt wurde.

Der Bericht muss klar aussagen, ob die Anforderungen dieses Teils von ISO 17660 erfüllt sind oder nicht.

15 Fertigungsbuch

Der Hersteller muss Berichte der Fertigungsüberwachung in einem Fertigungsbuch aufzeichnen. Dieses enthält die WPQRs, die Ergebnisse aller Arbeitsprüfungen (laufende und vorgezogene Arbeitsprüfungen) und alle wichtigen Fertigungsdaten. Der Hersteller muss für jeden Schweißprozess ein eigenes Fertigungsbuch führen und das Fertigungsbuch muss am Arbeitsplatz vorliegen. Anhang F zeigt beispielhaft ein Muster und sollte, soweit zutreffend, benutzt werden.

EN ISO 17660-1:2006 (D)

Anhang A
(informativ)

Schweißanweisung (WPS) für die Schweißprozesse 111, 114, 135 und 136

Hersteller:

WPS-Nr.: basierend auf WPQR-Nr:

Schweißerprüfung:

Schweißprüfstück ISO 17660-1 Tab. 1 und/oder Tab. 2

Scherfaktor S_f :

Schweißprozess:

Nahtart: FW BW Bild... ISO 17660-1

Halbzeug:

Grundwerkstoff:

Maße: $t_1 =$ $t_2 =$ D t/Dimension:

Schweißposition: _____

Lage des Stabes: _____

Betonstahlsorte:

Sorte von anderen Werkstoff:

Herstellungsart:

CEVmax des Betonstahls:

Abmessungen des Prüfstücks (Bild.....)	Nahtvorbereitung (nur BW) Bild 1 – ISO 176601-1 a bis d	Schweißfolge, Nahtgeometrie (Bild.....)
Reinigung der Schweißfuge:		

Schweißraupe	Elektrodentyp	Elektrodendurchmesser	Art des Schweißstroms – Polarität	Schweißstromstärke

Reparaturen (nur mit Zustimmung des Prüfers)

Bewertungsgruppe C, ISO 5817 innere und äußere Unregelmäßigkeiten

.....
 Ort Datum Hersteller
 Name und Unterschrift

Anhang B (informativ)

Technische Kenntnisse der Schweißaufsichtsperson zum Schweißen von Betonstählen

Die technischen Kenntnisse einer Schweißaufsichtsperson zum Schweißen von Betonstählen können erlangt werden durch

- einen speziellen Lehrgang nach EWF 544-01, oder
- nationale Ausbildungsprogramme, oder
- Fertigungserfahrung (siehe ISO 14731:2006, 6.1).

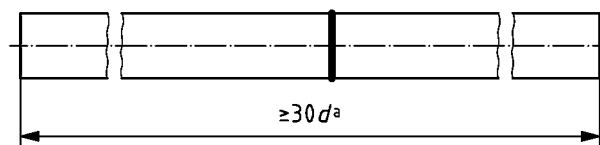
Anhang C (informativ)

Probenmaße

C.1 Allgemeines

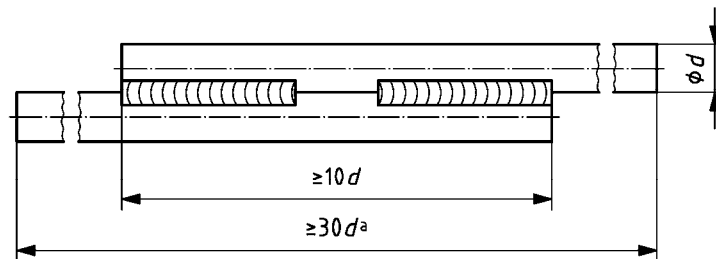
Die Maße in den Bildern C.1 bis C.9 sind Empfehlungen. Die tatsächlichen Maße der Proben sollten vom Prüflabor bestätigt werden.

C.2 Proben



^a $L_{\min} = 300 \text{ mm}$

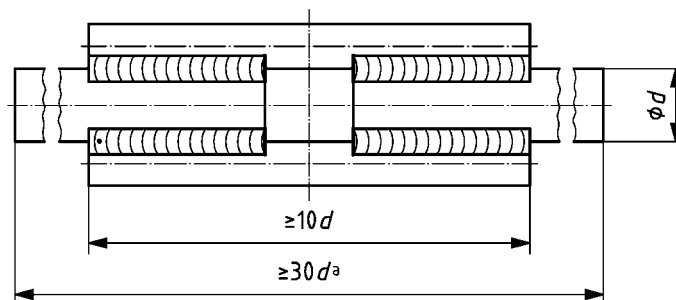
Bild C.1 — Probe für Zug- und Biegeversuch an einem Stumpfstoß



^a $L_{\min} = 300 \text{ mm}$

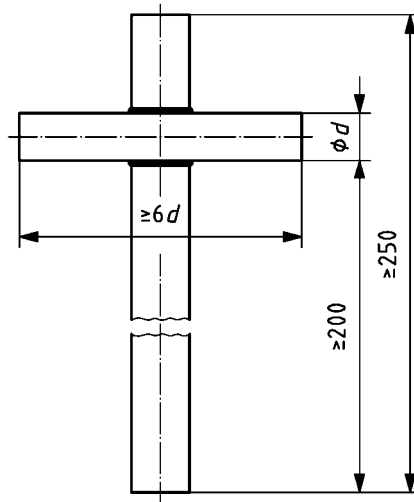
Bild C.2 — Probe für Zugversuch an einem Überlappstoß

ANMERKUNG Es kann erforderlich werden, das Ende der Probe so zu biegen, dass eine durchgehende Achse erreicht werden kann.



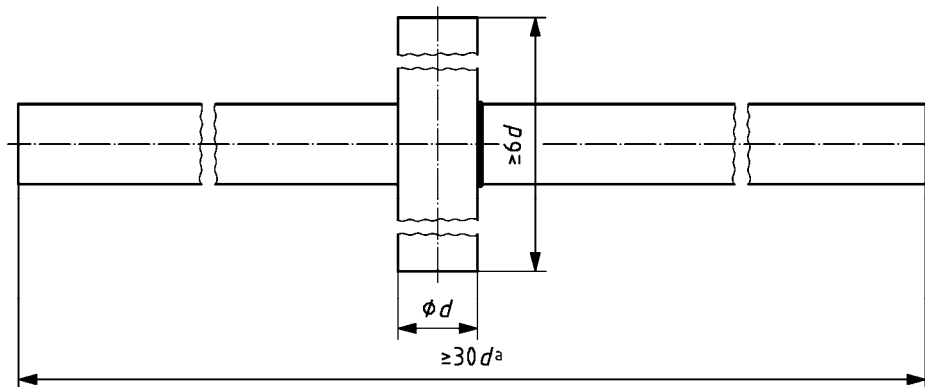
^a $L_{\min} = 300 \text{ mm}$

Bild C.3 — Probe für Zugversuch an einem Laschenstoß



ANMERKUNG Für Prüfzwecke kann nach dem Schweißen die Länge des kreuzenden Stabes auf den Durchmesser des Hauptstabes reduziert werden.

Bild C.4 — Probe für Kreuzungsstöße (Scherversuch)



^a $L_{\min} = 300 \text{ mm}$

ANMERKUNG Für Prüfzwecke kann nach dem Schweißen die Länge des kreuzenden Stabes auf den Durchmesser des Hauptstabes reduziert werden.

Bild C.5 — Probe für Kreuzungsstöße (Biege- und Zugversuch)

Maße in Millimeter

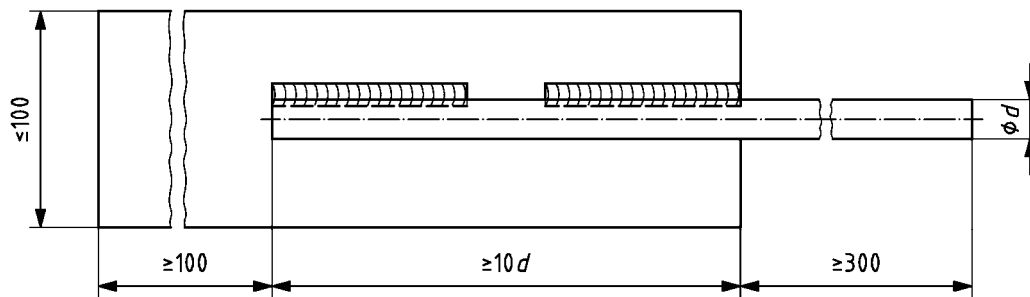


Bild C.6 — Probe für Zugversuch für andere Verbindungen (einseitige Flankenkehlnähte)

Maße in Millimeter

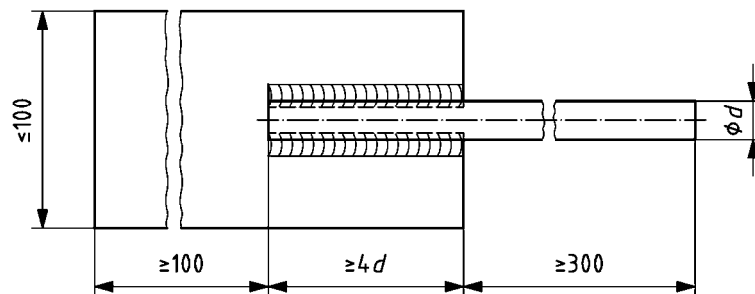


Bild C.7 — Probe für Zugversuch für andere Verbindungen (beidseitige Flankenkehlnähte)

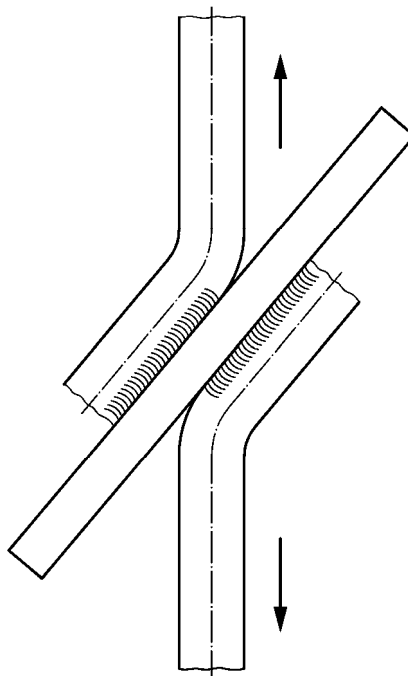
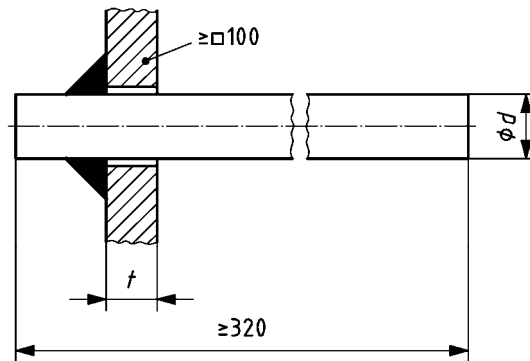
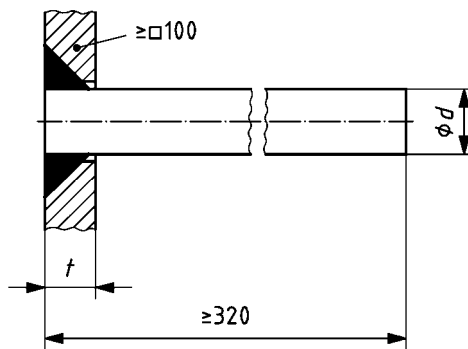


Bild C.8 — Probe für Zugversuch für andere Verbindungen (beidseitige Flankenkehlnähte an gebogenem Betonstahl)

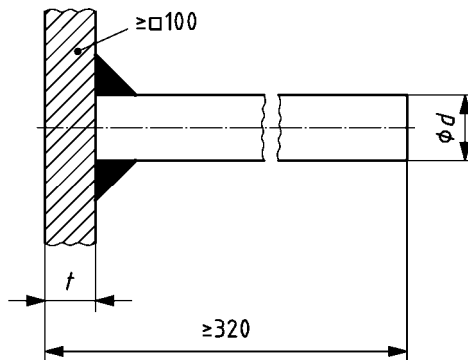


$0,4 d \leq t$, aber $t_{\min} = 4 \text{ mm}$

a) Durchgesteckter Stab



b) Versenkter Stab



$0,4 d \leq t$, aber $t_{\min} = 4 \text{ mm}$

c) Aufgesetzter Stab

ANMERKUNG Länge und Breite des Bleches sollte mit dem aktuellen Bauteil übereinstimmen, ausgenommen es sind aus Prüfgründen andere Maße notwendig.

Bild C.9 — Probe für Zugversuch für Stirnplattenverbindungen

Anhang D (informativ)

Bewertung des Herstellers, der Schweißarbeiten durchführt

Die Bewertung des Herstellers kann (wie zutreffend) durchgeführt werden:

- durch die unabhängige Qualitätsstelle der Firma, oder
- durch den Kunden, oder
- durch eine Zertifizierungsstelle, akkreditiert für die Zertifizierung nach ISO 3834-3 (und mit Erfahrung in der Bewertung von geschweißten Betonstählen).

Die technischen Ausrüstungen sollen die Anforderungen der ISO 3834-3 voll erfüllen. Dieses muss durch ein Audit überprüft werden. Die Schweißaufsichtspersonen sollten ihre technischen Kenntnisse zum Schweißen von Betonstahl nachweisen und sie sollten nachweisen, dass sie in der Lage sind, Unregelmäßigkeiten in geschweißten Betonstahlverbindungen festzustellen und korrekt zu bewerten. Die Schweißaufsichtspersonen haben im Audit nachzuweisen, dass sie in der Lage sind, Schweißerprüfungen für das Schweißen von Betonstahl durchzuführen und zu bewerten. Deshalb sollten während des Audits Prüfstücke nach Abschnitt 6 geschweißt und geprüft werden.

Nach einem erfolgreichen Audit kann der Hersteller ein Zertifikat für den Betrieb/die Baustelle erhalten.

Die Gültigkeit des Zertifikats sollte für einen Zeitraum von maximal drei Jahren ausgestellt werden und kann für einen weiteren Zeitraum von drei Jahren verlängert werden, wenn ein Reaudit des Herstellers erfolgreich durchgeführt wurde. Das Zertifikat verliert seine Gültigkeit, wenn die Bedingungen, unter denen es ausgestellt wurde, nicht mehr vorliegen.

Wenn ein Hersteller eine Änderung des Geltungsbereiches des Zertifikats während der Geltungsdauer wünscht, wird eine entsprechende Überprüfung des Herstellers erforderlich.

Anhang E
(informativ)

Auswertung der Prüfungen geschweißter Verbindungen

Prüfbericht-Nummer:	Schweißverfahrensprüfung: ☐	Seite von
Hersteller:	Arbeitsprüfung: ☐	Datum der Schweißung:
Ort (Betrieb oder Baustelle):	Schweißerprüfung: ☐	Datum der Prüfung:

Schweißaufsichtsperson (Name):	Schweißer (Name):	Schweißprozess:
	Bezeichnung des Schweißzusatzes:	

Prüfstück-Nummer	Prüfstück nach Bild	Schweißposition nach ISO 6947	Stahlsorte	Prüfstückdurchmesser oder Dicke	Kehlnahtdicke	Bewertungsgruppe von Oberflächenunregelmäßigkeiten nach ISO 5817	Bruchkraft	Bruchfläche	Zugfestigkeit	Scherfaktor	Biege-winkel	Bruch-lage	Bewertungsgruppe für innere Unregelmäßigkeiten in Bruchfläche nach ISO 5817	Bemerkungen	Ergebnis a = erfüllt na = nicht erfüllt
				mm	mm	mm	N	mm²	N/mm²		°				

.....
Hersteller (Name, Datum und Unterschrift)

.....
Prüfer oder Prüfstelle (Name, Datum und Unterschrift)

Anhang F
(informativ)

Beispiel für ein Fertigungsbuch

Hersteller:
Ort der Schweißung (Betrieb oder Baustelle):
Schweißprozess:

Tabelle F.1 — Notwendige Daten, die angegeben werden sollten

Datum der Schweißung	Schichtnummer	Art der Verbindung	WPS-Nummer	Projektnummer/ Zeichnungsnummer/ Positionsnummer	Abmessungen (Stabdurchmesser/ Blechdicke)	Anzahl der Schweißungen	Ergebnis der Bewertung	Mangelnde Übereinstimmung und Korrekturmaßnahmen	Name und Unterschrift der Schweißaufsichtsperson

Anhang G (informativ)

Klassifizierung der Scherfestigkeit von tragenden Kreuzungsstößen

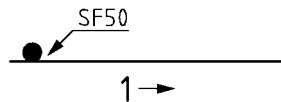
Der Scherfaktor eines tragenden geschweißten Kreuzungsstoßes kann auf der Basis der Nennscherfestigkeit der Verbindung im Verhältnis zu der Nennstreckgrenze des kraftübertragenden Stabes nach Tabelle G.1 klassifiziert werden.

**Tabelle G.1 — Klassifizierung der Scherfestigkeit
von tragenden Kreuzungsstößen**

Klasse des Scherfaktors	Scherfaktor S_f
SF30	$\geq 30 \%$
SF40	$\geq 40 \%$
SF50	$\geq 50 \%$
SF60	$\geq 60 \%$
SF70	$\geq 70 \%$
SF80	$\geq 80 \%$

ANMERKUNG Niedrigere Klassen des Scherfaktors als SF30 oder höhere als SF80 werden nicht zur Anwendung in der Gestaltung empfohlen.

Der minimale Wert des Scherfaktors kann in einer Zeichnung nach Bild G.1 angegeben werden.



Legende

1 Verankerungsrichtung

Bild G.1 — Darstellungsbeispiel eines geschweißten Kreuzungsstoßes in einer Zeichnung

Anhang H (informativ)

Beispiel für Kombinationen von Durchmessern für das Schweißen von Kreuzungsstößen mit den Schweißprozessen 21 und 23

Tabelle H.1 — Beispiel für Kombinationen von Durchmessern für das Schweißen von Kreuzungsstößen mit den Schweißprozessen 21 und 23

Maße in Millimeter

Durchmesser von Stab 2	Durchmesser von Stab 1								
	8	10	12	14	16	20	25	32	40
8	—	X	X	X	X	X	—	—	—
10	X	X	X	X	X	X	X	—	—
12	X	X	X	X	X	X	X	—	—
14	X	X	X	X	X	X	X	X	—
16	X	X	X	X	X	X	X	X	X
20	X	X	X	X	X	X	X	X	X
25	—	X	X	X	X	X	X	X	X
32	—	—	—	X	X	X	X	—	—
40	—	—	—	—	X	X	X	—	—

ANMERKUNG Die Angaben sind Beispiele von Durchmesserbereichen, die durch eine Prüfung an den folgenden Durchmessern abgedeckt sind:

$d_{\min}/d_{\min}$: 8 mm × 10 mm

$d_{\max}/d_{\max}$: 40 mm × 25 mm

$d_{\min}/d_{\max}$: 10 mm × 25 mm (Mindestverhältnis $d_{\min}/d_{\max}$ ist 0,4)

EN ISO 17660-1:2006 (D)

Literaturhinweise

- [1] ISO 4063, *Schweißen und verwandte Prozesse — Liste der Prozesse und Ordnungsnummern*
- [2] ISO 6947, *Schweißnähte — Arbeitspositionen — Begriffe und Winkelwerte für Nahtneigung und Nahtdrehung*
- [3] ISO 17660-2, *Schweißen — Schweißen von Betonstahl — Teil 2: Nichttragende Schweißverbindungen*
- [4] ISO/TR 17671-2³⁾, *Schweißen — Empfehlungen zum Schweißen metallischer Werkstoffe — Teil 2: Lichtbogenschweißen von ferritischen Stählen*
- [5] EWF 544-01, *Spezieller Lehrgang zum Schweißen von Betonstählen auf der Schweißfachmannebene*

3) Entspricht EN 1011-2.

DIN EN ISO 17660-1 Berichtigung 1

ICS 25.160.40

Es wird empfohlen, auf der betroffenen Norm
einen Hinweis auf diese Berichtigung zu
machen.

**Schweißen –
Schweißen von Betonstahl –
Teil 1: Tragende Schweißverbindungen (ISO 17660-1:2006);
Deutsche Fassung EN ISO 17660-1:2006,
Berichtigungen zu DIN EN ISO 17660-1:2006-12**

Welding –
Welding of reinforcing steel –
Part 1: Load-bearing welded joints (ISO 17660-1:2006);
German version EN ISO 17660-1:2006,
Corrigenda to DIN EN ISO 17660-1:2006-12

Soudage –
Soudage des aciers d'armatures –
Partie 1: Assemblages transmettant des efforts (ISO 17660-1:2006);
Version allemande EN ISO 17660-1:2006,
Corrigenda à DIN EN ISO 17660-1:2006-12

Gesamtumfang 2 Seiten

Normenausschuss Schweißtechnik (NAS) im DIN
Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN ISO 17660-1 Ber 1:2007-08

In

DIN EN ISO 17660-1:2006-12

sind folgende Korrekturen vorzunehmen:

Zu 14.1, 3. Absatz

Der Hinweis auf ISO 15620-2 muss durch ISO 15630-2 ersetzt werden:

„Alle zerstörenden Prüfungen müssen nach ISO 15630-1 für Zugversuche und Biegeprüfungen und nach ISO 15630-2 für Scher- und Biegeversuche durchgeführt werden, soweit nichts anderes in 14.2 bis 14.4 festgelegt ist.“

Zu Bild C.9 b)

Die folgende Information ist unter Bild C.9 b) hinzuzufügen:

$$d \leq t$$

Zu diesem Dokument sind eine oder mehrere Berichtigung/en erschienen.
Sie sind online recherchier- und kostenfrei bestellbar unter www.beuth.de

DIN EN ISO 17660-2

ICS 25.160.40

Mit DIN EN ISO
17660-1:2006-12
Ersatz für
DIN 4099-1:2003-08 und
DIN 4099-2:2003-08

**Schweißen –
Schweißen von Betonstahl –
Teil 2: Nichttragende Schweißverbindungen (ISO 17660-2:2006);
Deutsche Fassung EN ISO 17660-2:2006**

Welding –
Welding of reinforcing steel –
Part 2: Non load-bearing welded joints (ISO 17660-2:2006);
German version EN ISO 17660-2:2006

Soudage –
Soudage des aciers d'armatures –
Partie 2: Assemblages non transmettants (ISO 17660-2:2006);
Version allemande EN ISO 17660-2:2006

Gesamtumfang 20 Seiten

Normenausschuss Schweißtechnik (NAS) im DIN
Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN ISO 17660-2:2006-12

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN ISO 17660-2) wurde von der Arbeitsgruppe CEN/TC 121/WG 16 „Schweißen von Bewehrungsstahl“, dessen Sekretariat vom DIN (Deutschland) gehalten wird, erarbeitet und von ISO/TC 44/SC 10 „Vereinheitlichung von Schweißvorschriften“ übernommen.

Das zuständige deutsche Gremium ist der Arbeitsausschuss NA 092-00-22 AA „Schweißen von Betonstahl“ im Normenausschuss Schweißtechnik (NAS).

Änderungen

Gegenüber DIN 4099-1:2003-08 und DIN 4099-2:2003-08 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Übernahme von EN ISO 17660-2 mit ausschließlicher Erfassung der nichttragenden Schweißverbindungen;
- b) teilweise ausführlichere und komplexere Beschreibung des Sachverhaltes, gegliedert nach Schweißprozessen, Schweißverbindungen, Werkstoffe, Qualitätsanforderungen, Schweißpersonal, Schweißanweisung, Schweißverfahren, Arbeitsprüfung, Ausführung und Prüfung des Schweißens, Untersuchung und Prüfung von Proben, Fertigungsbuch.

Frühere Ausgaben

DIN 4099: 1985-11

DIN 4099-1: 1972-04, 2003-08

DIN 4099-2: 1978-12, 2003-08

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN ISO 17660-2

September 2006

ICS 25.160.10

Deutsche Fassung

**Schweißen —
Schweißen von Betonstahl —
Teil 2: Nichttragende Schweißverbindungen
(ISO 17660-2:2006)**

Welding —
Welding of reinforcing steel —
Part 2: Non load-bearing welded joints
(ISO 17660-2:2006)

Soudage —
Soudage des aciers d'armatures —
Partie 2: Assemblages non transmettants
(ISO 17660-2:2006)

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 2. August 2006 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 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, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



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

Management-Zentrum: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel

EN ISO 17660-2:2006 (D)**Inhalt**

	Seite
Vorwort	3
Einleitung.....	3
1 Anwendungsbereich	4
2 Normative Verweisungen.....	4
3 Begriffe	4
4 Symbole und Abkürzungen	5
5 Schweißprozesse.....	5
6 Nichttragende Schweißverbindungen	5
7 Werkstoffe	7
8 Qualitätsanforderungen	8
9 Schweißpersonal	8
10 Schweißanweisung (WPS)	8
11 Schweißverfahren	8
12 Arbeitsprüfung	10
13 Ausführung und Überwachung des Produktionsschweißens von Betonstahl	10
14 Untersuchung und Prüfung von Proben	11
15 Fertigungsbuch.....	12
Anhang A (informativ) Technische Kenntnisse der Schweißaufsichtsperson zum Schweißen von Betonstahlstäben.....	13
Anhang B (informativ) Proben	14
Anhang C (informativ) Auswertung der Prüfungen geschweißter Verbindungen.....	15
Anhang D (informativ) Beispiel für ein Fertigungsbuch.....	16
Anhang E (informativ) Beispiel für Kombinationen von Durchmessern für das Schweißen von Kreuzungsstößen mit den Schweißprozessen 21 und 23	17
Literaturhinweise	18

Vorwort

Dieses Dokument (EN ISO 17660-2:2006) wurde vom Technischen Komitee ISO/TC 44 „Welding and allied processes“ in Zusammenarbeit mit dem Technischen Komitee CEN/TC 121 „Schweißen“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom DIN gehalten wird.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis März 2007, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2007 zurückgezogen werden.

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

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.

Anerkennungsnotiz

Der Text von ISO 17660-2:2006 wurde vom CEN als EN ISO 17660-2:2006 ohne irgendeine Abänderung genehmigt.

Einleitung

Betonstabstähle werden durch eine Anzahl von Herstellungsarten produziert und haben üblicherweise ein geripptes Profil. Unter Berücksichtigung dieser Aussagen ist es augenscheinlich, dass von beiden, dem Schweißer und der Schweißaufsichtsperson, sowohl ein spezielles Maß von Handfertigkeit und Fachwissen als auch die Notwendigkeit der Kenntnis von speziellen Verfahren zur Qualitätssicherung gefordert wird.

Anfragen zur offiziellen Auslegung der Inhalte dieses Teils von ISO 17660 sollten über das jeweilige nationale Normungsinstitut an das Sekretariat des ISO/TC 44/SC 10 gerichtet werden. Eine vollständige Auflistung kann über www.iso.org bezogen werden.

EN ISO 17660-2:2006 (D)**1 Anwendungsbereich**

Dieser Teil von ISO 17660 gilt für das Schweißen von schweißgeeigneten Betonstählen und nichtrostenden Betonstählen für nichttragende Schweißverbindungen in Betrieben und auf der Baustelle. Er legt Anforderungen für Werkstoffe, Gestaltung und Ausführung von Schweißverbindungen, Schweißpersonal, Qualitätsanforderungen, Untersuchung und Prüfung fest.

Tragende Schweißverbindungen werden durch ISO 17660-1 erfasst.

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 10079, *Begriffsbestimmungen für Stahlerzeugnisse*

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

ISO 3834-4, *Quality requirements for fusion welding of metallic materials — Part 4: Elementary quality requirements*

ISO 5817, *Welding — Fusion-welded joints in steel, nickel, titanium and their alloys (beam welding excluded) — Quality levels for imperfections*

ISO 14731:2006, *Welding coordination — Tasks and responsibilities*

ISO 15609-1, *Specification and qualification of welding procedures for metallic materials — Welding procedure specification — Part 1: Arc welding*

ISO 15609-5, *Specification and qualification of welding procedures for metallic materials — Welding procedures specification — Part 5: Resistance welding*

ISO 15614-1, *Specification and qualification of welding procedures for metallic materials — Welding procedure test — Part 1: Arc and gas welding of steels and arc welding of nickel and nickel alloys*

ISO 15614-12, *Specification and qualification of welding procedures for metallic materials — Welding procedures test — Part 12: Spot, seam and projection welding*

ISO 15630-1, *Steel for the reinforcement and prestressing of concrete — Test methods — Part 1: Reinforcing bars, wire rod and wire*

ISO 16020, *Steel for the reinforcement and prestressing of concrete — Vocabulary*

3 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die Begriffe nach EN 10079, EN 10080 und ISO 16020 und die folgenden Begriffe.

3.1**tragende Schweißverbindung**

geschweißte Verbindung, die zur Übertragung von festgelegten Kräften zwischen Betonstabstählen oder zwischen Betonstabstählen und anderen Stahlteilen dient

3.2**nichttragende Schweißverbindung**

geschweißte Verbindung, bei der die Festigkeit nicht bei der Gestaltung von Stahlbetonkonstruktionen berücksichtigt wird

3.3**Hersteller**

Unternehmen, das die Schweißarbeiten in den Betrieben oder auf der Baustelle ausführt

4 Symbole und Abkürzungen

a	Kehlnahtdicke
A_{gt}	Prozentsatz der Dehnung bei der Höchstkraft
A_n	Nennquerschnittsfläche des Stahlstabs
d	Nenndurchmesser des geschweißten Stabes
d_{max}	Nenndurchmesser des geschweißten Stabes (größte Abmessung)
d_{min}	Nenndurchmesser des geschweißten Stabes (kleinste Abmessung)
F_{max}	maximale Zugfestigkeit
l	Länge der Schweißnaht (Kreuzungsstoß)
L_{min}	Mindestlänge der Probe
r	Radius des gebogenen Betonstahlstabs
R_e	spezifizierte charakteristische Streckgrenze des Betonstahls
R_m	Nennfestigkeit des Betonstahls
t	Dicke des Steges eines Formstahls oder eines Bleches, die geschweißt werden müssen
CEV	Kohlenstoffäquivalent
WPQR	Bericht über die Qualifizierung des Schweißverfahrens
WPS	Schweißanweisung

5 Schweißprozesse

Die folgenden Schweißprozesse nach ISO 4063 dürfen benutzt werden (siehe Tabelle 1):

Tabelle 1 — Liste der Schweißprozesse und Ordnungsnummern nach ISO 4063

Schweißprozess	Bezeichnung
111	Lichtbogenhandschweißen
114	Metall-Lichtbogenschweißen mit Fülldrahtelektrode ohne Schutzgas
135	Metall-Aktivgasschweißen; MAG-Schweißen
136	Metall-Lichtbogenschweißen mit Fülldrahtelektrode
21	Widerstandspunktschweißen
23	Buckelschweißen

Die Grundsätze dieses Teils von ISO 17660 können für andere Schweißprozesse angewendet werden.

6 Nichttragende Schweißverbindungen**6.1 Allgemeines**

Eine Zusammenstellung der empfohlenen Durchmesser für nichttragende Schweißverbindungen in Abhängigkeit vom Schweißprozess ist in Tabelle 2 enthalten.

EN ISO 17660-2:2006 (D)

Tabelle 2 — Empfohlener Bereich für Stabdurchmesser für nichttragende Schweißverbindungen

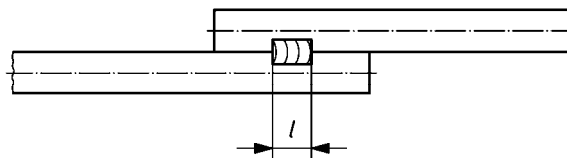
Schweiß-prozess	Art der Schweißverbindung	Bereich der Stabdurchmesser für nichttragende Schweißverbindungen mm
21	Überlappstoß	4 bis 32
23	Kreuzungsstoß ^a	6 bis 50
111 114	Überlappstoß	6 bis 32
135 136	Kreuzungsstoß ^a	6 bis 50
^a $d_{\min}/d_{\max}$ sollte $\geq 0,4$ sein.		

Die Schweißnähte dürfen die volle Tragfähigkeit und Zähigkeit der Stäbe nicht entscheidend beeinflussen, und das Schweißverfahren darf keine Werkstoffversprödung verursachen.

ANMERKUNG Der Zweck dieser Verbindungen ist üblicherweise nur die Lagesicherung der Betonstahlteile während Fertigung, Transport und Betonieren. Diese Schweißnähte werden oft als Heftnähte bezeichnet. Die Heftschweißleistung von Betonstahl kann durch spezielle Prüfungen der Heftschweißleistung nach CEN/TR 15481 nachgewiesen werden.

6.2 Verbindungsarten

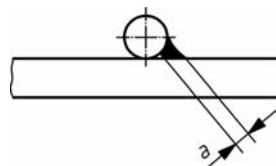
Bild 1 zeigt ein Beispiel für einen Überlappstoß. Die Bilder 2 und 3 zeigen Beispiele für Kreuzungsstöße. Die Länge der Schweißnaht, l , und die Kehlnahtdicke, a , sind von der Anwendung abhängig und müssen der WPS entsprechen.



Legende

l Länge der Schweißnaht

Bild 1 — Überlappstoß



Legende

a Kehlnahtdicke

Bild 2 — Kreuzungsstoß

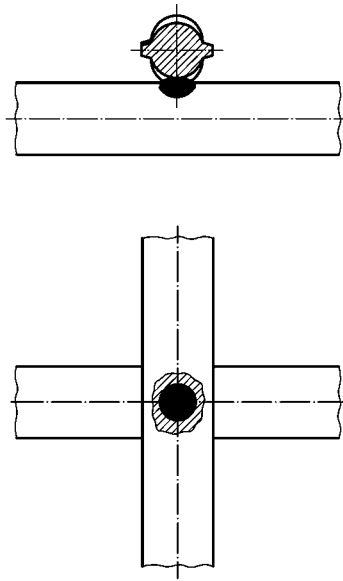


Bild 3 — Kreuzungsstoß, Schweißprozesse 21 und 23

7 Werkstoffe

7.1 Grundwerkstoffe

7.1.1 Betonstähle

Schweißgeeignete Betonstähle und nichtrostende Betonstähle nach den maßgebenden Normen oder technischen Spezifikationen dürfen benutzt werden. Bei der Instandsetzung und Erweiterung von Bauten muss die Schweißeignung der vorhandenen Betonstähle nachgewiesen werden.

7.1.2 Prüfbescheinigungen

Ein Abnahmeprüfzeugnis wird benötigt, wenn der Hersteller des Betonstahls für den Markt nicht nach der maßgebenden Produktnorm zertifiziert ist.

Das Kohlenstoffäquivalent (CEV), die Herstellungsart und die Lieferzustände müssen vor dem Schweißen bestimmt werden.

Diese Forderung muss nicht eingehalten werden, wenn

- a) die Schweißeignung mit einem nach der maßgebenden Produktnorm höchsten zulässigen CEV-Wert in einer Schweißverfahrensprüfung nachgewiesen wird; oder
- b) nachgewiesen werden kann, dass der gelieferte Stahl den gleichen oder einen niedrigeren CEV-Wert als der bei der Schweißverfahrensprüfung verwendete Stahl hat.

Für Betonstähle und Baustähle muss der CEV-Wert der maßgebenden Produktnorm entsprechen und nach der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$\text{CEV} = C + \frac{\text{Mn}}{6} + \frac{\text{Cr} + \text{Mo} + \text{V}}{5} + \frac{\text{Ni} + \text{Cu}}{15} \quad (1)$$

7.2 Schweißzusätze

Verwendete Schweißzusätze müssen nach der maßgebenden Norm qualifiziert sein.

EN ISO 17660-2:2006 (D)**8 Qualitätsanforderungen**

Hersteller, die im Betrieb oder auf der Baustelle Schweißarbeiten an nichttragenden Schweißverbindungen mit Betonstählen ausführen, müssen, soweit zutreffend, die Qualitätsanforderungen nach ISO 3834-4 und die Anforderungen dieses Teils von ISO 17660 voll erfüllen.

9 Schweißpersonal**9.1 Schweißaufsichtsperson**

Der Hersteller geschweißter Betonstahlverbindungen muss über mindestens eine Schweißaufsichtsperson nach ISO 14731 mit speziellen technischen Kenntnissen für das Schweißen von Betonstählen verfügen (siehe Anhang A).

Das Schweißaufsichtspersonal ist für die Qualität von geschweißten Betonstahlverbindungen im Betrieb und auf der Baustelle verantwortlich. Das Schweißaufsichtspersonal muss sicherstellen, dass nur nach qualifizierten Schweißanweisungen nach dem maßgebenden Teil von ISO 15609-1 oder ISO 15609-5 geschweißt wird. Die Schweißanweisung muss für eine Überprüfung am Arbeitsplatz vorliegen (siehe Abschnitt 10).

Das Schweißaufsichtspersonal muss im Fall von Unregelmäßigkeiten Maßnahmen zur Abstellung treffen.

Die Schweißaufsichtsperson muss die Schweißer, die unter ihrer Aufsicht stehen, bewerten.

ANMERKUNG Bei der Überwachung der Schweißarbeiten kann sich die Schweißaufsichtsperson durch Mitarbeiter des Herstellers, die über eine ausreichende schweißtechnische Ausbildung und Erfahrung verfügen, unterstützen lassen. Die Verantwortung der Schweißaufsichtsperson bleibt davon unberührt.

9.2 Schweißer- und Bedienerprüfungen

Die Schweißer müssen eine Ausbildung für das Schweißen nichttragender Schweißverbindungen erhalten und müssen zeigen, dass sie in der Lage sind, akzeptable Verbindungen herzustellen. Am Ende der Ausbildung müssen die Schweißer eine ausreichende Anzahl von Proben (z. B. nach Anhang B) schweißen, die von der Schweißaufsichtsperson bewertet werden. Die Schweißaufsichtsperson muss die Ausbildung und das positive Ergebnis der Prüfungen von jedem Schweißer bestätigen.

10 Schweißanweisung (WPS)

Schweißanweisungen müssen, soweit zutreffend, nach ISO 15609-1 oder ISO 15609-5 vorbereitet werden. In jedem Fall muss die WPS durch die zusätzlichen maßgebenden Parameter im Abschnitt 11 ergänzt werden.

11 Schweißverfahren**11.1 Allgemeines**

Vor Beginn der Produktionsschweißarbeiten müssen alle Schweißverfahren mit einer Schweißverfahrensprüfung qualifiziert werden.

11.2 Proben

Die Proben dürfen, soweit zutreffend, nach Anhang B ausgewählt werden.

11.3 Untersuchung und Prüfung

Für jede Verbindungsart müssen drei Zugversuche durchgeführt werden. Für Kreuzungsstöße müssen die Zugversuche am dünneren Stab durchgeführt werden.

11.4 Abnahmebedingungen

Die Abnahmebedingungen zur Untersuchung und Prüfung müssen die Anforderungen in Abschnitt 14 erfüllen.

11.5 Geltungsbereich

11.5.1 Werkstoff

Eine an einer Stahlsorte ausgeführte Schweißverfahrensprüfung qualifiziert keine anderen Stahlsorten.

Das Kohlenstoffäquivalent für den in der Schweißverfahrensprüfung verwendeten Werkstoff qualifiziert Werkstoffe mit einem gleichen oder niedrigeren Kohlenstoffäquivalent, jedoch nicht für höhere Kohlenstoffäquivalente.

11.5.2 Tragend

Eine Schweißverfahrensprüfung für tragende Schweißverbindungen qualifiziert nichttragende Schweißverbindungen, aber nicht umgekehrt.

11.5.3 Herstellungsart des Betonstahls

Eine Schweißverfahrensprüfung ist beschränkt auf den Herstellungsprozess des Betonstahls, der bei der Schweißverfahrensprüfung benutzt wurde, siehe ISO 16020.

11.5.4 Durchmesser des Betonstahlstabes und Werkstoffdicke

Der Geltungsbereich für den Durchmesser des Betonstahlstabes und der Werkstoffdicke ist in Tabelle 3 angegeben.

Tabelle 3 — Geltungsbereich für den Durchmesser des Betonstahlstabes und der Werkstoffdicke

In der Schweißverfahrensprüfung verwendeter Durchmesser und verwendete Blechdicke ^a	Geltungsbereich
d/d	Ein Nenndurchmesser ober- und unterhalb, vorausgesetzt, dass die Stäbe den gleichen Durchmesser haben ^d
$d_{\max}/d_{\max}$ $d_{\min}/d_{\min}$	alle Verbindungen zwischen $d_{\max}/d_{\max}$ und $d_{\min}/d_{\min}$ mit gleichem Durchmesser
$d_{\max}/d_{\max}$ $d_{\min}/d_{\min}$ $d_{\max}/d_{\min}$ ^{b,c}	alle Kombinationen mit Maßen von $d_{\min}$ bis $d_{\max}$
^a Bei Prüfstücken mit verschiedenen Durchmessern müssen beide Durchmesser geprüft werden. ^b Für die Kombination $d_{\max}/d_{\min}$ dürfen andere Durchmesser als bei der Prüfung $d_{\max}/d_{\max}$ und $d_{\min}/d_{\min}$ verwendet werden. Der Geltungsbereich wird durch das verwendete Durchmesser Verhältnis festgelegt. Typische Beispiele für Kombinationen von Durchmessern für Kreuzungsstöße bei den Schweißprozessen 21 und 23 liefert Anhang H. ^c Durchmesser > 32 mm müssen separat geprüft werden.	

11.5.5 Andere wesentliche Einflussgrößen

Der Geltungsbereich für andere wesentliche Einflussgrößen muss die Anforderungen der nach Tabelle 4 maßgebenden Internationalen Norm für die Verfahrensqualifizierung verschiedener Schweißprozesse erfüllen.

EN ISO 17660-2:2006 (D)**Tabelle 4 — Maßgebende Internationale Normen für verschiedene Schweißprozesse**

Schweißprozess	Maßgebende Internationale Norm
Lichtbogenschweißen (111, 114, 135, 136)	ISO 15614-1 ^a
Widerstandspunkt- und Buckelschweißen (21, 23)	ISO 15614-12
^a Die Anforderungen hinsichtlich Wärmeeinbringung dürfen für Kreuzungsstoßschweißungen vernachlässigt werden.	

11.6 Gültigkeit

Die Gültigkeit einer Schweißverfahrensprüfung ist unbegrenzt, so lange sie durch laufende Arbeitsprüfungen bestätigt wird. Falls eine Unterbrechung der Produktionsarbeiten von mehr als 12 Monate auftritt, muss die Schweißverfahrensprüfung durch eine vorgezogene Arbeitsprüfung, siehe Abschnitt 12, bestätigt werden.

12 Arbeitsprüfung

Eine Arbeitsprüfung muss ausgeführt werden, um sicherzustellen, dass unter den lokalen Fertigungsbedingungen im Betrieb oder auf der Baustelle die gleiche Qualität einer Schweißnaht wie bei der Schweißverfahrensprüfung produziert werden kann. Ein Prüfstück muss von jedem Schweißer und für jede WPQR geschweißt und mit einem Zugversuch geprüft werden (siehe Anhang E für ein Beispiel eines WPQR-Vordrucks).

Im Fall von Serienproduktion mit gleichem qualifizierten Schweißverfahren muss die Zeitperiode für Arbeitsprüfungen festgelegt werden und darf sechs Monate nicht überschreiten. In anderen Fällen ist eine Probserie bei Beginn eines jeden Auftrages und danach alle drei Monate erforderlich.

Im Fall einer nicht bestandenen Arbeitsprüfung müssen die beteiligten Schweißer ausreichend geschult werden, bevor die Arbeitsprüfung wiederholt wird. Erst nach erfolgreichem Ergebnis der Arbeitsprüfung dürfen die Schweißarbeiten fortgeführt werden. Zusätzlich müssen geeignete Maßnahmen veranlasst werden, und die Berichte dieser Maßnahmen müssen aufbewahrt werden.

Die Ergebnisse der Arbeitsprüfungen sind im Fertigungsbuch (siehe Abschnitt 15) festzuhalten. Das Fertigungsbuch ist mindestens fünf Jahre aufzubewahren.

13 Ausführung und Überwachung des Produktionsschweißens von Betonstahl**13.1 Allgemeines**

Jede Schweißung muss einer Sichtprüfung unterzogen werden. Für Schweißverbindungen von Betonstählen, die durch Lichtbogenschweißprozesse hergestellt wurden, ist die Bewertungsgruppe D für Oberflächenunregelmäßigkeiten (mit Ausnahme von Kerben, für die die Bewertungsgruppe C zutrifft) nach ISO 5817 anzuwenden. Für andere Schweißprozesse gelten die Abnahmebedingungen nach der maßgebenden Verfahrensnorm.

ANMERKUNG 1 Um einen Abfall der Festigkeit zu vermeiden, muss die Wärmeeinbringung beschränkt werden, wenn spezielle Arten von Betonstabstählen verwendet werden, z. B. kaltverformte oder vergütete oder selbstaushärtende Stähle.

Schweißer und Schweißverbindungen müssen angemessen gegen Umwelteinflüsse wie Wind, Regen und Schnee geschützt werden.

Zusätzlich sind Schmutz, Fett, Öl, Rost, Zunder und Beschichtungen von dem zu schweißenden Bereich zu entfernen.

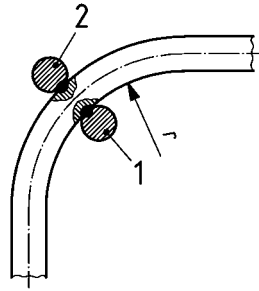
Wenn die Schweißbedingungen die Schweißbarkeit beeinflussen, z. B. bei hohen Abkühlgeschwindigkeiten, bei Temperaturen niedriger als 0 °C, müssen geeignete Maßnahmen in der WPS angegeben sein. Bei Anwendung der Schweißprozesse 135 und 136 sollten die Schweißbereiche vor Wind und anderen Luftbewegungen geschützt werden.

ANMERKUNG 2 Für Durchmesser > 40 mm kann die Bestimmung der Vorwärmtemperatur nach ISO/TR 17671-2 notwendig sein.

Das Schweißen darf nur nach qualifizierten Schweißanweisungen erfolgen, die am Arbeitsplatz vorhanden sein müssen.

13.2 Schweißen an gebogenen Betonstahlstäben

Die Schweißnähte dürfen in den Biegungen liegen, entweder in der Innen- oder Außenseite der Biegung, siehe Bild 4.



Legende

- 1 Kreuzungsstoß auf der Innenseite der Biegung
- 2 Kreuzungsstoß auf der Außenseite der Biegung
- r Biegeradius des gebogenen Betonstahlstahls

Bild 4 — Kreuzungsstöße in Biegungen

ANMERKUNG Wenn das Schweißen vor dem Biegen durchgeführt wird, sollten spezielle Konstruktionsanforderungen für den Biegedorndurchmesser berücksichtigt werden.

13.3 Schweißnähte, hergestellt mit den Schweißprozessen 21 und 23

Es sind nur synchrongesteuerte Schweißmaschinen zu verwenden.

Die Schweißmaschine muss in der Lage sein, reproduzierbare Stromstärken, Schweißzeiten und die Elektrodenstauchkräfte einstellen zu können. Sofern nicht anderes festgelegt, sind Formelektroden zu verwenden.

Die Schweißparameter müssen vor Beginn des Schweißens nach der maßgebenden WPS eingestellt werden.

14 Untersuchung und Prüfung von Proben

14.1 Allgemeines

Die Prüfstücke müssen nach der maßgebenden Schweißanweisung geschweißt werden.

Alle Prüfstücke müssen vor der Prüfung einer Sichtprüfung unterzogen werden. Für Schweißverbindungen von Betonstählen, die durch Lichtbogenschweißprozesse hergestellt wurden, dürfen nur solche Proben einer weiteren mechanischen Prüfung unterzogen werden, die die Anforderungen der Bewertungsgruppe D für Oberflächenunregelmäßigkeiten (mit Ausnahme von Kerben, für die die Bewertungsgruppe C zutrifft) nach ISO 5817 erfüllen. Kerben können die übertragbare Kraft beeinflussen. Für die Schweißprozesse 21 und 23 gelten die Abnahmebedingungen nach ISO 15614-12.

Zugversuche müssen nach ISO 15630-1 durchgeführt werden.

EN ISO 17660-2:2006 (D)**14.2 Proben**

Der Zugversuch muss an unbearbeiteten Proben durchgeführt werden und sofern möglich, muss die Lage der Schweißnaht ungefähr in Probenmitte liegen.

Empfohlene Probenmaße sind in Anhang B dargestellt.

Wenn ein genormte Zugversuchprobe nicht vorbereitet werden kann müssen die Proben zwischen der Schweißaufsichtsperson und dem Prüflabor vereinbart werden.

14.3 Bewertung der Ergebnisse

Die Bruchfläche darf keine Unregelmäßigkeiten enthalten, die, soweit zutreffend, größer sind als nach den Anforderungen der Bewertungsgruppe D nach ISO 5817.

Falls nicht anders festgelegt, müssen die nachfolgenden Anforderungen eingehalten werden:

$$F_{\max} \geq A_n \cdot R_m \quad (2)$$

Dabei ist

- $F_{\max}$ die größte Zugkraft, in N;
- A_n der Nennquerschnitt des Stabes, in mm²;
- R_m die Nennzugfestigkeit des Stabes, in N/ mm².

Falls R_m für den Grundwerkstoff nicht spezifiziert ist, muss der Wert von R_m aus der spezifizierten charakteristischen Streckgrenze R_e des Stabes multipliziert mit dem spezifizierten charakteristischen R_m/R_e -Verhältnis ermittelt werden.

Andere mechanische Eigenschaften, z. B. A_{gt} , können erforderlich werden und werden in Abhängigkeit von der Werkstoffnorm, die in der Planungsspezifikation verwendet wurde, gemessen.

ANMERKUNG A_{gt} sollte über der Schweißnaht oder außerhalb des Schweißbereichs gemessen werden.

14.4 Ergebnisbericht

Die nachfolgenden Ergebnisse der Prüfung müssen, soweit zutreffend, aufgezeichnet werden:

- a) die benutzte Schweißanweisung;
- b) die Probenart und ihre Maße;
- c) die maximale erreichte Zugkraft in kN;
- d) die Bruchlage;
- e) die Art und Lage irgendeiner Unregelmäßigkeit in der Bruchfläche;
- f) die Art und Lage irgendeiner Unregelmäßigkeit, die bei der Sichtprüfung festgestellt wurde;
- g) die ermittelte Dehnung in % (falls gefordert).

Der Bericht muss klar aussagen, ob die Anforderungen dieses Teils von ISO 17660 erfüllt worden sind oder nicht.

15 Fertigungsbuch

Der Hersteller muss Berichte der Fertigungsüberwachung in einem Fertigungsbuch aufzeichnen. Dieses enthält die WPQRs, die Ergebnisse aller Arbeitsprüfungen (laufende und vorgezogene Arbeitsprüfungen) und alle wichtigen Fertigungsdaten. Der Hersteller muss für jeden Schweißprozess ein eigenes Fertigungsbuch führen und das Fertigungsbuch muss am Arbeitsplatz vorliegen. Anhang D zeigt beispielhaft ein Muster und sollte, soweit zutreffend, benutzt werden.

Anhang A (informativ)

Technische Kenntnisse der Schweißaufsichtsperson zum Schweißen von Betonstahlstäben

Die technischen Kenntnisse einer Schweißaufsichtsperson zum Schweißen von Betonstählen können erlangt werden durch

- einen speziellen Lehrgang nach EWF 544-01, oder
- nationale Ausbildungsprogramme, oder
- Fertigungserfahrung, siehe ISO 14731:2006, 6.1.

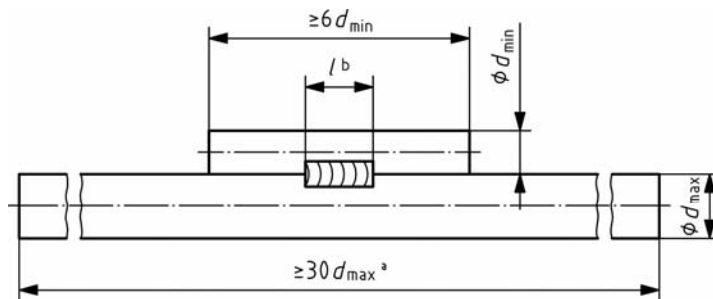
Anhang B (informativ)

Proben

B.1 Allgemeines

Die Maße in den Bildern B.1 und B.2 werden empfohlen. Die tatsächlichen Maße der Prüfstücke sollten vom Prüflabor bestätigt werden.

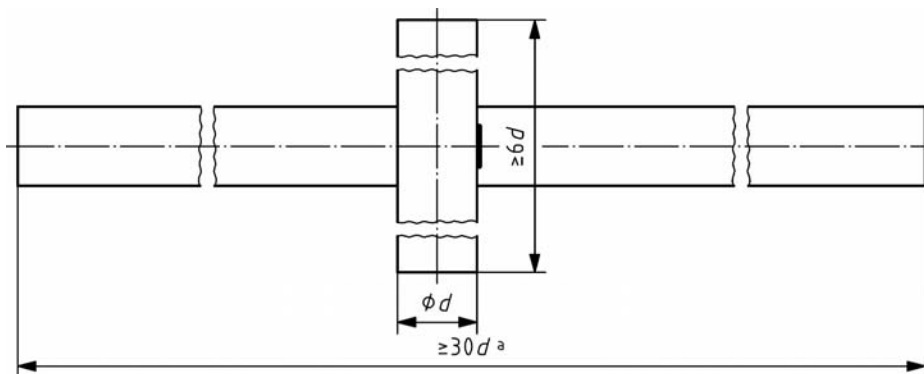
B.2 Prüfstücke



^a $L_{\min} = 300 \text{ mm}$

^b $10 \text{ mm} \leq l \leq 15 \text{ mm}$

Bild B.1 — Prüfstück für Zugversuch an einem Überlappstoß



^a $L_{\min} = 300 \text{ mm}$

ANMERKUNG Für Prüfzwecke kann nach dem Schweißen die Länge des kreuzenden Stabes auf den Durchmesser des Hauptstabes reduziert werden.

Bild B.2 — Prüfstück für Zugversuch an einem Kreuzungsstoß

Anhang C
(informativ)

Auswertung der Prüfungen geschweißter Verbindungen

Prüfbericht-Nummer:	Schweißverfahrensprüfung: ☐	Seite von
Hersteller:	Arbeitsprüfung: ☐	Datum der Schweißung:
Ort (Betrieb oder Baustelle):		Datum der Prüfung:

Schweißaufsichtsperson (Name):	Schweißer (Name):	Schweißprozess:
		Bezeichnung des Schweißzusatzes:

Prüfstück-Nummer	Prüfstück nach Bild	Schweißposition nach ISO 6947	Stahlsorte	Prüfstückdurchmesser oder Dicke	Kehlnahtdicke	Bewertungsgruppe von Oberflächenunregelmäßigkeiten nach ISO 5817	Bruchkraft	Bruchfläche	Zugfestigkeit	Scherfaktor	Biege-winkel in °	Bruchlage	Bewertungsgruppe für inhere Unregelmäßigkeit in Bruchfläche nach ISO 5817	Bemerkungen	Ergebnis a = erfüllt na = nicht erfüllt
				mm	mm		N	mm²	N/mm²						

.....
Hersteller (Name, Datum und Unterschrift)

.....
Prüfer oder Prüfstelle (Name, Datum und Unterschrift)

Anhang D
(informativ)

Beispiel für ein Fertigungsbuch

Hersteller:
Ort der Schweißung (Betrieb oder Baustelle):
Schweißprozess:

Tabelle D.1 — Notwendige anzugebende Daten

Datum der Schweißung	Schichtnummer	Art der Verbindung	WPS-Nummer	Projektnummer / Zeichnungsnummer / Positionsnummer	Abmessungen (Stabdurchmesser / Blechdicke)	Anzahl der Schweißungen	Ergebnis der Bewertung	Mangelnde Übereinstimmung und Korrekturmaßnahmen	Name und Unterschrift der Schweißaufsichtsperson

Anhang E (informativ)

Beispiel für Kombinationen von Durchmessern für das Schweißen von Kreuzungstößen mit den Schweißprozessen 21 und 23

Tabelle E.1 — Beispiel für Kombinationen von Durchmessern für das Schweißen von Kreuzungstößen mit den Schweißprozessen 21 und 23

Maße in Millimeter

Durchmesser von Stab 2	Durchmesser von Stab 1								
	8	10	12	14	16	20	25	32	40
8	—	X	X	X	X	X	—	—	—
10	X	X	X	X	X	X	X	—	—
12	X	X	X	X	X	X	X	—	—
14	X	X	X	X	X	X	X	X	—
16	X	X	X	X	X	X	X	X	X
20	X	X	X	X	X	X	X	X	X
25	—	X	X	X	X	X	X	X	X
32	—	—	—	X	X	X	X	—	—
40	—	—	—	—	X	X	X	—	—

ANMERKUNG Die Angaben sind Beispiele von Durchmesserbereichen, die durch eine Prüfung an den folgenden Durchmessern abgedeckt sind:

$d_{\min}/d_{\min}$: 8 mm × 10 mm

$d_{\max}/d_{\max}$: 40 mm × 25 mm

$d_{\min}/d_{\max}$: 10 mm × 25 mm (Mindestverhältnis ist 0,4)

Literaturhinweise

- [1] ISO 4063, *Schweißen und verwandte Prozesse — Liste der Prozesse und Ordnungsnummern*
- [2] ISO 6947, *Schweißnähte — Arbeitspositionen — Begriffe und Winkelwerte für Nahtneigung und Nahtdrehung*
- [3] ISO 15630-2, *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton — Prüfverfahren — Teil 2: Geschweißte Matten*
- [4] ISO 17660-1, *Schweißen — Schweißen von Betonstahl — Part 1: Tragende Schweißverbindungen*
- [5] CEN/TR 15481, *Schweißen von Betonstahl — Heftschweißseignung — Prüfverfahren und Anforderungen bei der Durchführung der Prüfungen*
- [6] ISO/TR 17671-2¹⁾, *Schweißen — Empfehlungen zum Schweißen metallischer Werkstoffe — Teil 2: Lichtbogenschweißen von ferritischen Stählen*
- [7] EWF 544-01, *Spezieller Lehrgang zum Schweißen von Betonstählen auf der Schweißfachmannebene*

1) Entspricht EN 1011-2.

DIN EN ISO 17660-2 Berichtigung 1**DIN**

ICS 25.160.40

Es wird empfohlen, auf der betroffenen Norm
einen Hinweis auf diese Berichtigung zu
machen.

**Schweißen –
Schweißen von Betonstahl –
Teil 2: Nichttragende Schweißverbindungen (ISO 17660-2:2006);
Deutsche Fassung EN ISO 17660-2:2006,
Berichtigungen zu DIN EN ISO 17660-2:2006-12**

Welding –
Welding of reinforcing steel –
Part 2: Non load-bearing welded joints (ISO 17660-2:2006);
German version EN ISO 17660-2:2006,
Corrigenda to DIN EN ISO 17660-2:2006-12

Soudage –
Soudage des aciers d'armatures –
Partie 2: Assemblages non transmettants (ISO 17660-2:2006);
Version allemande EN ISO 17660-2:2006,
Corrigenda à DIN EN ISO 17660-2:2006-12

Gesamtumfang 2 Seiten

Normenausschuss Schweißtechnik (NAS) im DIN
Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN ISO 17660-2 Ber 1:2007-08

In

DIN EN ISO 17660-2:2006-12

sind folgende Korrekturen vorzunehmen:

Zu 11.5.4

In Tabelle 3 ist die Zuordnung der Fußnoten wie folgt zu korrigieren:

Tabelle 3 — Geltungsbereich für den Durchmesser des Betonstahlstabes und der Werkstoffdicke

In der Schweißverfahrensprüfung verwendeter Durchmesser und verwendete Blechdicke ^a	Geltungsbereich
d/d	Ein Nenndurchmesser ober- und unterhalb, vorausgesetzt, dass die Stäbe den gleichen Durchmesser haben ^b
$d_{\max}/d_{\max}$ $d_{\min}/d_{\min}$	alle Verbindungen zwischen $d_{\max}/d_{\max}$ und $d_{\min}/d_{\min}$ mit gleichem Durchmesser
$d_{\max}/d_{\max}$ $d_{\min}/d_{\min}$ $d_{\max}/d_{\min}$ ^c	alle Kombinationen mit Maßen von $d_{\min}$ bis $d_{\max}$
^a Bei Prüfstücken mit verschiedenen Durchmessern müssen beide Durchmesser geprüft werden. ^b Durchmesser > 32 mm müssen separat geprüft werden. ^c Für die Kombination $d_{\max}/d_{\min}$ dürfen andere Durchmesser als bei der Prüfung $d_{\max}/d_{\max}$ und $d_{\min}/d_{\min}$ verwendet werden. Der Geltungsbereich wird durch das verwendete Durchmesser Verhältnis festgelegt. Typische Beispiele für Kombinationen von Durchmessern für Kreuzungsstöße bei den Schweißprozessen 21 und 23 liefert <u>Anhang E</u> .	

Zu Abschnitt 12

Ersetze den zweiten Satz des ersten Absatzes

„Ein Prüfstück muss von jedem Schweißer und für jede WPQR geschweißt und mit einem Zugversuch geprüft werden (siehe Anhang E für ein Beispiel eines WPQR-Vordrucks).“

durch:

„Ein Prüfstück muss von jedem Schweißer und für jede WPQR geschweißt und mit einem Zugversuch geprüft werden (siehe Anhang C für ein Beispiel eines WPQR-Vordrucks).“**Zu Anhang C**

Die Spalten „Scherfaktor“ und „Biegewinkel“ sind in der Auswertungstabelle zu entfernen.

DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON

DAfStb-Richtlinie

Massige Bauteile aus Beton

Ausgabe April 2010

Teil 1: Ergänzungen zu DIN 1045-1

Teil 2: Änderungen und Ergänzungen zu DIN EN 206-1 und DIN 1045-2

Teil 3: Änderungen und Ergänzungen zu DIN 1045-3

Ersatz für Ausgabe März 2005; bisherige Vertriebs-Nr. 65038

Die Verpflichtungen aus der Richtlinie 98/34/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 22. Juni 1998 über ein Informationsverfahren auf dem Gebiet der Normen und technischen Vorschriften (Abl. EG Nr. L204 S. 378), zuletzt geändert durch die Richtlinie 98/48/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 20. Juli 1998 (Abl. EG Nr. L217 S. 18) sind beachtet worden.

Bezüglich der in dieser Richtlinie genannten Normen, anderen Unterlagen und technischen Anforderungen, die sich auf Produkte oder Prüfverfahren beziehen, gilt, dass auch Produkte bzw. Prüfverfahren angewandt werden dürfen, die Normen oder sonstigen Bestimmungen und/oder technischen Vorschriften anderer Mitgliedstaaten der Europäischen Union oder der Türkei oder einem EFTA-Staat, der Vertragspartei des EWR-Abkommens ist, entsprechen, sofern das geforderte Schutzniveau in Bezug auf Sicherheit, Gesundheit und Gebrauchstauglichkeit gleichermaßen dauerhaft erreicht wird.

Herausgeber:
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. – DAfStb
Budapester Straße 31
D-10787 Berlin
Telefon: 030 2693-1320
info@dafstb.de

DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON

DAfStb-Richtlinie

Massige Bauteile aus Beton

Ausgabe April 2010

Teil 1: Ergänzungen zu DIN 1045-1

Teil 2: Änderungen und Ergänzungen zu DIN EN 206-1 und DIN 1045-2

Teil 3: Änderungen und Ergänzungen zu DIN 1045-3

Ersatz für Ausgabe März 2005; bisherige Vertriebs-Nr. 65038

Die Verpflichtungen aus der Richtlinie 98/34/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 22. Juni 1998 über ein Informationsverfahren auf dem Gebiet der Normen und technischen Vorschriften (Abl. EG Nr. L204 S. 378), zuletzt geändert durch die Richtlinie 98/48/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 20. Juli 1998 (Abl. EG Nr. L217 S. 18) sind beachtet worden.

Bezüglich der in dieser Richtlinie genannten Normen, anderen Unterlagen und technischen Anforderungen, die sich auf Produkte oder Prüfverfahren beziehen, gilt, dass auch Produkte bzw. Prüfverfahren angewandt werden dürfen, die Normen oder sonstigen Bestimmungen und/oder technischen Vorschriften anderer Mitgliedstaaten der Europäischen Union oder der Türkei oder einem EFTA-Staat, der Vertragspartei des EWR-Abkommens ist, entsprechen, sofern das geforderte Schutzniveau in Bezug auf Sicherheit, Gesundheit und Gebrauchstauglichkeit gleichermaßen dauerhaft erreicht wird.

Herausgeber:
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. – DAfStb
Budapester Straße 31
D-10787 Berlin
Telefon: 030 2693-1320
info@dafstb.de

Vorwort zu dieser Richtlinie

Die Richtlinie "Massige Bauteile aus Beton" ändert und ergänzt die aufgeführten Abschnitte aus DIN 1045-1, DIN EN 206-1, DIN 1045-2 und DIN 1045-3 für massige Bauteile aus Beton und fügt teilweise neue Absätze hinzu. Zu DIN 1045-4 sind keine ergänzenden Regeln erforderlich.

Mit der Einhaltung der nachfolgenden Regelungen, die zum großen Teil auf langjährigen Erfahrungen beruhen, wird sichergestellt, dass für massige Bauteile die Tragfähigkeits-, Gebrauchstauglichkeits- und Dauerhaftigkeitsanforderungen nach DIN 1045 und DIN EN 206-1 erfüllt werden. Voraussetzung hierfür ist, dass die der Tragwerkplanung zugrunde liegenden Annahmen zur konstruktiven Durchbildung, zur Baustoffauswahl und zur Bauausführung eingehalten werden. Abweichungen sind mit allen Beteiligten abzustimmen und durchgängig zu berücksichtigen.

Anwendungsbereich der Richtlinie

Diese Richtlinie gilt für massige Bauteile aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton nach DIN 1045-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN EN 206-1, bei denen aufgrund großer Abmessungen eine erhöhte Bauteilerwärmung infolge Hydratation auftreten kann. Die Regelungen der vorliegenden Richtlinie gelten für Bauteile, deren kleinste Bauteilabmessung mindestens 0,80 m beträgt und bei denen Zwang und Eigenspannungen in besonderer Weise zu berücksichtigen sind.

Teil 1 – Ergänzungen zu DIN 1045-1

6 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

6.2 Expositionsklassen, Mindestbetonfestigkeit

Absatz (2), Verweis auf Tabellen F.2.1 und F.2.2 in DIN 1045-2 wird ersetzt

Tabellen F.2.1 und F.2.2 dieser Richtlinie.

Absatz (3), erster Satz wird ersetzt

Jeder Expositionsklasse ist nach Tabellen F.2.1 und F.2.2 dieser Richtlinie eine Mindestbetonfestigkeitsklasse für Normalbeton zugeordnet.

Teil 2 – Änderungen und Ergänzungen zu DIN EN 206-1 und DIN 1045-2

4 Klasseneinteilung

4.3 Festbeton

4.3.1 Druckfestigkeitsklasse

DIN EN 206-1, 2. Satz wird ersetzt

Für die Klassifizierung darf die charakteristische Festigkeit von Zylindern mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Länge ($f_{ck,cyl}$) bzw. die charakteristische Festigkeit von Würfeln mit 150 mm Kantenlänge ($f_{ck,cube}$) nach 28 oder nach 56 oder nach 91 Tagen verwendet werden.

6 Festlegung des Betons

6.2 Festlegung für Beton nach Eigenschaften

6.2.3 Zusätzliche Anforderungen

DIN EN 206-1, 2. Absatz wird ergänzt

Die Festlegung sollte zusätzliche Anforderungen an die Höchsttemperatur des Frischbetons und die zulässige Wärmeentwicklung während der Hydratation mit entsprechenden Nachweisverfahren enthalten.

7 Lieferung von Frischbeton

7.2 Informationen vom Betonhersteller für den Verwender

DIN EN 206-1, 3. Absatz wird ergänzt

Bei mehr als 5 h Verarbeitbarkeitszeit ist das Nachweisalter für die Druckfestigkeit im Alter von 2 Tagen ($f_{cm,2}$) um die Verzögerungszeit zu verlängern.

7.3 Lieferschein für Transportbeton

DIN EN 206-1, 1. Absatz, 14. Spiegelstrich wird hinzugefügt

– Kennzeichnung als Beton nach dieser Richtlinie.

8 Konformitätskontrolle und Konformitätskriterien

8.2 Konformitätskontrolle für Beton nach Eigenschaften

8.2.1 Konformitätskontrolle für die Druckfestigkeit

8.2.1.1 Allgemeines

DIN EN 206-1, 8. Absatz wird ergänzt

Dabei gelten die Festigkeitsklassen nach Abschnitt 4.3.1.

8.2.1.2 Probenahme- und Prüfplan

DIN EN 206-1, Tabelle 13,
2. Zeile (stetige Herstellung)
wird ergänzt

Bei einer täglichen Produktion von je angefangenen 600 m³:
1 je 600 m³

9 Produktionskontrolle

9.1 Allgemeines

DIN EN 206-1, 4. Absatz wird
hinzugefügt

Bei Anwendung dieser Richtlinie ist ein Qualitätssicherungsplan zu erstellen.

DAfStb-Richtlinie Massige Bauteile aus Beton – Teil 2

Anhang F (DIN 1045-2)

Die Tabellen F.2.1 und F.2.2 werden ersetzt.

Anmerkung: Abweichungen gegenüber DIN 1045-2:2008-08 sind grau hinterlegt.

Tabelle F.2.1 – Grenzwerte für Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton – Teil 1

Nr. Expositionsklassen		Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko	Bewehrungskorrosion										
			durch Karbonatisierung verursachte Korrosion				durch Chloride verursachte Korrosion						
							Chloride außer aus Meerwasser				Chloride aus Meerwasser		
		X0 ^a	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3	
1	Höchstzulässiger w/z	-	0,75		0,65	0,60	0,55	0,50	0,45	0,50 ^a	Siehe XD1	Siehe XD2	Siehe XD3
2	Mindestdruckfestigkeitsklasse ^b	C8/10	C16/20		C20/25	C25/30	C30/37 ^d	C30/37 ^d	C35/45 ^d	C30/37 ^{d,e}			
3	Mindestzementgehalt ^c in kg/m ³	–	240		260	280	300	300	300				
4	Mindestzementgehalt ^c bei Anrechnung von Zusatzstoffen in kg/m ³	–	240		240	270	270	270	270				
5	Mindestluftgehalt in %	–	–		–	–	–	–	–				
6	Andere Anforderungen	–	–										

^a Nur für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall.

^b Gilt nicht für Leichtbeton.

^c Bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 63 mm darf der Zementgehalt um 30 kg/m³ reduziert werden.

^d Bei Verwendung von Luftporenbeton, z. B. aufgrund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Festigkeitsklasse niedriger.

^e Bei Verwendung von CEM II/B-V, CEM III/A oder CEM III/B ohne oder mit Flugasche als Betonzusatzstoff oder bei anderen Zementen der Tabellen F.3.1 oder F.3.2 nach DIN 1045-2 in Kombination mit Flugasche als Betonzusatzstoff, wobei der Mindestflugaschegehalt 20 % (Massenanteil) von (z+f) betragen muss.

DAfStb-Richtlinie Massige Bauteile aus Beton – Teil 2

Tabelle F.2.2 – Grenzwerte für Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton – Teil 2

		Betonkorrosion												
		Frostangriff						Aggressive chemische Umgebung			Verschleißbeanspruchung ^h			
Nr.	Expositions- klassen	XF1	XF2		XF3		XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2		XM3
1	Höchstzu- lässiger w/z	0,60	0,55 ^g	0,50 ^g	0,55	0,50	0,50 ^g	0,60	0,50	0,45	0,55	0,55	0,45	0,45
2	Mindest- druckfestig- keitsklasse ^b	C25/30	C25/30	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C25/30	C30/37 ^d	C35/45 ^d	C30/37 ^d	C30/37 ^d	C35/45 ^d	C35/45 ^d
3	Mindestze- mentgehalt ^c in kg/m ³	280	300	300	300	300	300	280	300	320	300 ⁱ	300 ⁱ	320 ⁱ	320 ⁱ
4	Mindestzement- gehalt ^c bei An- rechnung von Zusatzstoffen in kg/m ³	270	270 ^g	270 ^g	270	270	270 ^g	240	270	270	270	270	270	270
5	Mindest- Luftgehalt in %	–	f	–	f	–	f, j	–	–	–	–	–	–	–
6	Andere Anfor- derungen	Gesteinskörnungen für die Expositionsklassen XF1 bis XF4						–	–	i	–	Oberflä- chenbe- handlung des Betons ^k	–	Ein- streuen von Hart- stoffen nach DIN 1100
		F ₄	MS ₂₅		F ₂		MS ₁₈							

^b, ^c, ^d und ^e siehe Fußnoten in Tabelle F.2.1.^f Der mittlere Luftgehalt im Frischbeton unmittelbar vor dem Einbau muss bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 8 mm $\geq 5,5$ % (Volumenanteil), 16 mm $\geq 4,5$ % (Volumenanteil), 32 mm $\geq 4,0$ % (Volumenanteil) und 63 mm $\geq 3,5$ % (Volumenanteil) betragen. Einzelwerte dürfen diese Anforderungen um höchstens 0,5 % (Volumenanteil) unterschreiten.^g Die Anrechnung auf den Mindestzementgehalt und den Wasserzementwert ist nur bei Verwendung von Flugasche zulässig. Weitere Zusatzstoffe des Typs II dürfen zugesetzt, aber nicht auf den Zementgehalt oder den w/z angerechnet werden. Bei gleichzeitiger Zugabe von Flugasche und Silikastaub ist eine Anrechnung auch für die Flugasche ausgeschlossen.^h Es dürfen nur Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620 verwendet werden.ⁱ Höchstzementgehalt 360 kg/m³, jedoch nicht bei hochfesten Betonen.^j Erdfeuchter Beton mit w/z $\leq 0,40$ darf ohne Luftporen hergestellt werden.^k Z. B. Vakuumieren und Flügelglätten des Betons.^l Schutzmaßnahmen siehe 5.3.2.

Teil 3 – Änderungen und Ergänzungen zu DIN 1045-3

4 Dokumentation, Bauleitung

4.1 Projektbeschreibung

Absatz (1), erster Spiegelstrich wird ersetzt

- Bei Anwendung dieser Richtlinie ist ein Qualitätssicherungsplan zu erstellen.

4.2 Bautechnische Unterlagen

4.2.1 Umfang der bautechnischen Unterlagen

Neuer Absatz

(3) Rechtzeitig vor dem Betoniertermin ist ein Betonierkonzept aufzustellen und mit allen Beteiligten abzustimmen. Dabei sind die Schnittstellen zwischen den Beteiligten, insbesondere dem Hersteller und dem Verwender des Betons, eindeutig zu regeln.

8 Betonieren

8.3 Temperatur des Betons

Absatz (4) wird ersetzt

(4) Während der ersten Tage der Hydratation darf der Beton erst dann durchfrieren, wenn in allen Bauteilbereichen eine Druckfestigkeit f_{cm} von mindestens 5 N/mm^2 erreicht worden ist.

Neuer Absatz

(5) Bei massigen Bauteilen ist ein möglichst langsamer Temperaturanstieg infolge Hydratationswärme anzustreben. Die Höchsttemperatur und der Temperaturunterschied zwischen Kern- und Randzone im Bauteil sind gering zu halten.

Anhang A (normativ) – Prüfungen für die maßgebenden Frisch- und Festbetoneigenschaften

A.2 Prüfung der Druckfestigkeit für Beton nach Eigenschaften bei Verwendung von Transportbeton

Absatz (1) wird ergänzt

Bei Betonierleistungen über 200 m^3 je Betoniertag kann der Prüfumfang im Einvernehmen mit der zuständigen anerkannten Überwachungsstelle für Betone der Überwachungsklasse 2 abweichend auf eine Probe je 200 m^3 , mindestens jedoch 3 Proben je Beton und Betoniertag reduziert werden. Bei Beanstandungen, die im Rahmen der Überwachung von der anerkannten Überwachungsstelle festgestellt werden, ist für den weiteren Bauablauf der Prüfumfang nach DIN 1045-3 maßgebend.

1 Allgemeines

Massige Bauteile aus Beton unterliegen den gleichen Grundsätzen hinsichtlich Bemessung, Konstruktion, Betontechnik und Ausführung wie herkömmliche Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton nach DIN 1045 und DIN EN 206-1.

Auf Grund der Abmessungen ist bei massigen Bauteilen darüber hinaus besonderes Augenmerk auf Temperaturänderungen infolge Hydratationswärme zu richten, die häufig zur frühen Rissbildung und damit zu einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit führen können. Um auch unter diesen Randbedingungen die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit sicherzustellen, sind Abweichungen und Ergänzungen zu DIN 1045 erforderlich. Die entsprechenden Regelungen der Richtlinie beruhen auf langjährigen Erfahrungen und berücksichtigen eine Reihe von Forschungs- und Entwicklungsarbeiten, auf die in diesen Erläuterungen verwiesen wird.

Eine wirksame Begrenzung der Temperaturänderungen mit den damit verbundenen Zwang- und Eigenspannungen sowie der Minimierung der sich gegebenenfalls daraus ergebenden Rissbildung lässt sich maßgeblich erreichen durch:

- **Konstruktive Maßnahmen:** Rissbreitenbegrenzung durch Bewehrung, zwangarme Lagerung, zwangreduzierende Anordnung von Fugen, Vorspannung;
- **Betontechnische Maßnahmen:** Betonzusammensetzung, Zement, Betonzusätze, Gesteinskörnung, Frischbetontemperatur;
- **Maßnahmen bei der Bauausführung:** Arbeitsvorbereitung, Betonierplanung, Steuerung des Wärmeabflusses.

Alle aufgeführten Maßnahmen sind gleichermaßen sorgfältig und durchgängig zu planen und aufeinander abzustimmen. Dabei sind technische und wirtschaftliche Aspekte gleichermaßen zu berücksichtigen.

2 Schnittstellen zwischen Planung, Betonherstellung und Ausführung

2.1 Allgemeines

Das wirksame Ineinandergreifen aller von den jeweiligen Partnern getroffenen Entscheidungen und Maßnahmen ist für den Erfolg entscheidend. Einer engen und kontinuierlichen Abstimmung und Rückkopplung über alle Schnittstellen (Planung, Betonherstellung und Ausführung) hinweg kommt bei der Errichtung massiger Bauteile eine besondere Bedeutung zu.

Bereits in der Planungsphase sind projektspezifisch wirklichkeitsnahe Annahmen für die Betoneigenschaften und die Ausführung zu treffen, die Besonderheiten hinsichtlich des Bauablaufs, der Hydratationswärmeentwicklung sowie regionaler Gegebenheiten berücksichtigen. Beispielsweise kann die Festlegung auf langsam oder sehr langsam erhärtende Betone in der Planungsphase bei einer Bauausführung im Winter zu deutlichen Bauzeitverlängerungen führen, da Ausschal- oder Kletterfristen verlängert werden müssen. Des Weiteren besteht bei solchen Betonsorten ein erhöhtes Risiko von Frostschäden im jungen Betonalter, so dass eine Betonage bei starkem Frost nicht immer möglich ist. Auch Maßnahmen zur Begrenzung von Eigenspannungen infolge abfließender Hydratationswärme, wie beispielsweise das Abdecken der freien Oberflächen mit Wärmedämmmatten, können den Baufortschritt erheblich beeinflussen (s. a. Abschnitt 6.3). Teilweise können solche Behinderungen des Baufortschritts durch geeignete Maßnahmen (z. B. Einhausung des Bauteils, Beheizung) vermieden werden. Dazu ist in den meisten Fällen allerdings ein erheblicher Mehraufwand erforderlich. Derartige Maßnahmen sollten daher bereits in den Planungsvorgaben als eigenständige Positionen enthalten sein. Andernfalls ist die vorgesehene Bauzeit angemessen zu verlängern.

Bei der Planung ist zu berücksichtigen, dass der Nachweis der Druckfestigkeitsklasse in einem von 28 Tagen abweichenden Alter geführt werden kann (vgl. Teil 2 der Richtlinie, 4.3.1).

Bei der Festlegung des Betons sind Abstimmungen zwischen Betonherstellung und Ausführung, z. B. hinsichtlich Zeitpunkt der Betonierarbeiten (Sommer/Winter), Einbauweisen, Größe der Betonierabschnitte, Anzahl der gleichzeitig zu beliefernden Einbaustellen und den sich möglicherweise daraus ergebenden Verzögerungszeiten, zwingend zu berücksichtigen. Gerade bei massigen Bauteilen können für den fachgerechten Betoneinbau in mehreren Lagen sehr lange Verzögerungszeiten notwendig werden, die sich dann auch auf den Kennwert der Festigkeitsentwicklung und die sich daraus ableitende Nachbehandlungsdauer auswirken (vgl. Richtlinie Teil 2, Abschnitt 7.2).

Sind im Zuge der Baumaßnahme Abweichungen gegenüber der ursprünglichen Planung, der Betonfestlegung oder der vorgesehenen Ausführung notwendig, so ist auf Grund der engen und oftmals folgenreichen Verknüpfung der einzelnen Schritte im Gesamtkonzept eine erneute Rückkopplung mit allen Beteiligten (Planung, Betonherstellung, Ausführung) unabdingbar. Wird beispielsweise ein Zement eingesetzt, der zu einem höheren oder niedrigeren Temperaturanstieg während der Hydratation führt als in der Planungsphase vorgesehen, kann sich dies erheblich auf die Zwangsspannungen und die daraus resultierende Mindestbewehrung auswirken. Ebenso können sich Änderungen im Betonierablauf oder bei den Betonierabschnitten auf Verzögerungszeiten auswirken, die zwingend mit dem Betonhersteller abzustimmen sind.

2.2 Qualitätssicherungsplan

Aufgrund der Besonderheiten bei der Herstellung massiger Bauteile ist im Vorfeld ein Qualitätssicherungsplan (QS-Plan) aufzustellen (vgl. Richtlinie Teil 2, Abschnitt 9.1 und Teil 3, Abschnitt 4.1), in dem alle qualitätsrelevanten Maßnahmen sowie die Verantwortlichkeiten bei Betonherstellung und Ausführung geregelt und dokumentiert werden.

Umfang und Inhalt des Qualitätssicherungsplans richten sich im Wesentlichen nach Bauteilart (Anforderungen, Abmessungen, etc.) und Randbedingungen (Witterung, Lieferbedingungen, Platzverhältnisse, etc.) und können im Einzelfall sehr unterschiedlich sein. So sind z. B. Angaben zur Logistik nur bei großen Bauteilabmessungen mit entsprechend hoher Lieferleistung sinnvoll. Je nach Einzelfall können beispielsweise die nachfolgend aufgeführten Punkte relevant sein:

Bei der Betonherstellung und der Anlieferung:

- Koordinierung der Liefer- und Ersatzwerke;
- Disposition für die Ausgangsstoffe;
- Organisation und Prüfung der Silobelegung;
- Überwachungskonzept der Mischanlage (z. B. Anforderungen und Prüfungen der Ausgangsstoffe und der Betone);
- Betonabruf, Anlieferung des Betons;
- Disposition und Einweisung der Lieferfahrzeuge;
- FM-Dosierung auf der Baustelle;
- Dokumentation.

Bei der Ausführung:

- Freigabe einzelner Teilgewerke (Schalung, Bewehrung, Fugenabdichtung, etc.);
- Betonierkonzept (Betonarten, Betonierfolge, Förderung, Einbau);
- Betonieranweisungen für die einzelnen Betonierabschnitte;
- Überwachungskonzept der Baustelle (z. B. Annahme, zusätzliche Frisch- und Festbetonprüfungen, Temperaturverlauf im Bauteil);
- Nachbehandlungskonzept, Steuerung des Wärmeabflusses;
- Dokumentation.

Für das Vorgehen bei Abweichungen von den Sollvorgaben sind die notwendigen Maßnahmen festzulegen und die Verantwortlichen zu benennen. Insbesondere Abweichungen gegenüber den Annahmen der Tragwerkplanung sind zu überprüfen und erforderlichenfalls Maßnahmen zu ergreifen.

3 Konstruktive Maßnahmen zur Begrenzung der Rissbreiten

3.1 Maßnahmen zur Steuerung der Rissentwicklung

Risse entstehen in massigen Bauteilen vorwiegend in den ersten Tagen nach dem Betonieren infolge abfließender Hydratationswärme. Aufgrund der großen Querschnitte massiger Bauteile kommt es im Bauteilinneren zu nahezu adiabatischen Temperaturverhältnissen und infolgedessen zu hohen Bauteiltemperaturen. Mit zunehmender Hydratation des Betons nimmt dessen Wärmeentwicklung ab und die Bauteiltemperaturen passen sich mit der Zeit den zumeist niedrigeren Umgebungstemperaturen an. Aus der Abkühlung resultieren Bauteilverkürzungen, die bei behinderter Verformung zu Zwangsspannungen und damit verbunden zu Trennrissbildung im Beton führen können.

Des Weiteren entstehen beim Abfließen der Hydratationswärme ungleichmäßige Temperaturgradienten über den Bauteilquerschnitt. Die daraus resultierenden Eigenspannungen können zu Schalenrissen im Beton mit ungünstigen Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit der Bauteile führen.

Eigen- und Zwangsspannungen im jungen Alter bestimmen häufig den erforderlichen Bewehrungsgehalt zur Begrenzung der Rissbreite und übertreffen oft die in späterem Alter auftretenden Spannungen aus äußeren Lasten.

Wirksame Maßnahmen zur Risskontrolle, d. h. zur Minimierung von Anzahl und Breite der Risse bis hin zur Rissvermeidung, müssen in erster Linie darauf abzielen, die Zugbeanspruchungen des jungen Betons infolge Abfließen der Hydratationswärme möglichst gering zu halten. Eine ausführliche Darstellung dieses Themas auf dem Stand der Technik ist in [1] und [2] enthalten.

3.2 Bewehrung

3.2.1 Rissbreitenbegrenzung durch Bewehrung

Die Forderung nach Begrenzung der Rissbreiten (DIN 1045-1, Abschnitt 11.2) mit dem Ziel, gebrauchstaugliche und dauerhafte Bauwerke zu erhalten, gilt auch für massige Bauteile. Nach DIN 1045-1, Abschnitt 11.2.2, ist zur Aufnahme von Zwangeinwirkungen und Eigenspannungen eine Mindestbewehrung anzuordnen, die in der Lage ist, die Rissbreite wirksam zu begrenzen. Die Bemessung erfolgt hierbei für diejenige Schnittgrößenkombination, die zur Erstrissbildung führt. Erreicht die Größenordnung der Zwangsschnittgröße nicht die Risschnittgröße, darf die Mindestbewehrung für die nachgewiesene maximale Zwangsschnittgröße ermittelt werden.

Bei wasserundurchlässigen massigen Bauteilen sollten die Anforderungen der WU-Richtlinie [3] hinsichtlich der Rissbreite eingehalten werden. Abweichungen für den Rechenwert der Rissbreite w_k sind mit dem Bauherrn abzustimmen. Bei dickeren Bauteilen, insbesondere bei solchen mit kleinsten Abmessungen $> 2,0$ m, können für die rechnerische Rissbreite aufgrund der größeren Dicke und des ausgeprägteren Selbstheilungseffektes größere Werte als nach WU-Richtlinie angenommen werden (s. z. B. [4]).

Häufig werden bei Bauteilen mit im Hochbau üblichen Abmessungen zur Berechnung der Zwangsschnittgrößen vereinfachte, auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen, z. B. zentrischer Zwang. Diese Vorgehensweise kann bei massigen Bauteilen zu unwirtschaftlichen Bewehrungsgehalten führen, die außerdem den Einbau und das Verdichten des Betons erschweren.

Um technisch und wirtschaftlich sinnvolle Bewehrungsgehalte zu erzielen, kann es angemessen sein, bei massigen Bauteilen, insbesondere bei solchen mit kleinsten Abmessungen $> 2,0$ m, zur Rissbreitenbegrenzung genauere Berechnungen und Überlegungen anzustellen, die folgende Randbedingungen berücksichtigen [2, 3, 4, 5]:

- Art und Größe der Verformungsbehinderung des Bauteils (Lagerung, Behinderung durch angrenzende Bauteile);

- Wärmefreisetzungsrate des verwendeten Betons, z. B. aus Erfahrungswerten, Kalorimeterversuchen o. ä.;
- Zeitliche und räumliche Temperaturentwicklung während der Erwärmungs- und Abkühlphase unter Beachtung der thermischen Randbedingungen, u. a. auch Sommer- und Winterverhältnisse, z. B. aufgrund von Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken, Temperaturfeldberechnungen oder Messungen an Bauwerken;
- Sinnvolle Annahmen für die zeitlich veränderlichen Materialkennwerte des Betons unter Berücksichtigung der regionalen Verhältnisse, insbesondere Zugfestigkeit, E-Modul, Kriechen/Relaxation, Schwinden, Temperaturdehnzahlen, gegebenenfalls in Abhängigkeit von der Art der Gesteinskörnung.

Eine wirklichkeitsnahe Berechnung kann eine aufwändige Ingenieuraufgabe darstellen. Im Einzelfall dürfen Vereinfachungen vorgenommen werden, wenn aus der Praxis bewährte Verfahren oder aus der Literatur bekannte Anhaltswerte vorliegen. Für den Fall der gezwängten Wand auf einem Fundament sind z. B. auch Vorgehensweisen nach [6] geeignet.

Bei der Ermittlung von Zwang- und Eigenspannungen dürfen nichtlineare Berechnungsmodelle verwendet werden.

Eine wichtige Größe bei der Ermittlung der Zwangsschnittgrößen ist die Zugfestigkeit des Betons. Können der Zeitpunkt der Erstrissbildung und die dann wirksame Zugfestigkeit genauer nachgewiesen werden, so darf diese Zugfestigkeit bei der Dimensionierung der Mindestbewehrung zugrunde gelegt werden (s. a. [7]). Zur Ermittlung der wirksamen Zugfestigkeit aus Laborprüfungen werden in [8] Beiwerte angegeben (s. a. [5]). Weiterhin ist anzumerken, dass in den Bemessungsgleichungen nach DIN 1045-1 zur Ermittlung der Rissbreite der Einfluss von Dauerlasten eingearbeitet ist. Für eine kurzzeitige Beanspruchung, wie sie der Zwang aus abfließender Hydratationswärme darstellt, dürfen entsprechende Anpassungen vorgenommen werden (s. a. [7]).

Es ist sicherzustellen, dass die Annahmen der Berechnungen mit den Eigenschaften der verwendeten Ausgangsstoffe und des Betons sowie mit den Bedingungen auf der Baustelle übereinstimmen.

3.2.2 Stababstände

Insbesondere bei dicken Sohlplatten müssen große Betonmengen durch eine ggf. eng liegende Bewehrung hindurch eingebaut werden. Erschwerend kommen der u. U. erheblich tiefer liegende Betoniergrund und die zumeist mehrlagige Bewehrungsführung hinzu. Um Brückenbildungen und Entmischungen zu verhindern, ist bereits in der Planungsphase sicherzustellen, dass ausreichende, bis zur unteren Bewehrungslage freie Betonieröffnungen angeordnet werden. Zusätzlich sind ausreichend Rüttelgassen vorzusehen.

Größtkorn (D) und Stababstände sind aufeinander abzustimmen. Für massige Bauteile ist das Größtkorn zur Reduzierung des Zementleimvolumens und damit zur Verringerung der Hydratationswärmeentwicklung möglichst groß zu wählen (z. B. ≥ 32 mm bei Rundkorn). Bei stark bewehrten Bauteilen kann im Bereich der unteren und oberen Bewehrungslage der Einsatz von Gesteinskörnungen mit reduziertem Größtkorn sinnvoll sein (z. B. untere Bewehrungslage 8 mm oder 16 mm, obere Bewehrungslage 16 mm wegen Schwinden/Oberflächenbearbeitung).

Der lichte Stababstand paralleler Einzelstäbe einer Bewehrungslage sollte – von Ausnahmen wie z. B. Übergreifungsstößen oder Stützenfüßen abgesehen – bei Platten überwiegend den Wert von $3 \cdot D$ und bei Wänden überwiegend den Wert von $2 \cdot D$ nicht unterschreiten. Dies gilt nicht für den Abstand zwischen den Bewehrungslagen.

4 Betontechnische Maßnahmen zur Reduzierung der Rissbildung und Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

4.1 Begrenzung des Temperaturanstiegs infolge Hydratationswärmeentwicklung

4.1.1 Betontechnische Maßnahmen

Bereits bei der Festlegung des Betons ist besonderes Augenmerk auf die Erwärmung während der Hydratation und die maximale Temperatur im Bauteil während der Erhärtung zu legen. Dies kann u. a. durch Wahl geeigneter Zemente und Betonzusammensetzungen sowie durch niedrige Frischbetontemperaturen (s. 4.1.2) erreicht werden.

In erster Linie sollte auf eine möglichst geringe Eigenerwärmung des Betons geachtet werden. Dabei kommt der Auswahl des Bindemittels eine besondere Bedeutung zu. Durch die Verwendung von Zementen mit niedriger Hydratationswärme (LH, VLH) oder einen teilweisen Austausch des wärmeerzeugenden Zementes gegen puzzolanische Zusatzstoffe wie Flugasche wird weniger Wärme während der Hydratation freigesetzt.

Zemente mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung sind in den einschlägigen Normen (DIN EN 197-1, DIN EN 14216) über entsprechende Grenzwerte definiert (max. 270 J/g bzw. max. 220 J/g nach 7 Tagen). Bei Verwendung von Zementen mit sehr niedriger Hydratationswärme (VLH) sollte aber auch auf eine noch ausreichend schnelle Festigkeitsentwicklung geachtet werden. Insbesondere bei massigen Bauteilen mit Bauteilabmessungen nur wenig über 0,80 m Dicke ist das Temperaturmaximum schon nach wenigen Tagen erreicht. Hat der Beton in diesem Stadium nur eine sehr geringe Betonfestigkeit erlangt, kann es trotz der geringen Erwärmung dennoch zu Rissbildungen kommen (s. a. [9, 11]).

Bei der Konzeption des Betons sind eine möglichst niedrige Frischbetontemperatur und eine langsame Wärmefreisetzung anzustreben. Insbesondere bei dickeren Bauteilen (kleinste Bauteilabmessung > 2,0 m) ist es bei der Festlegung von Beton nach Eigenschaften sinnvoll, neben einer Begrenzung der Höchsttemperatur des Frischbetons auch die zulässige Wärmeentwicklung während der Hydratation (beispielsweise innerhalb der ersten 7 Tage) zu limitieren. Hierzu sind gegebenenfalls auch die entsprechenden Nachweisverfahren festzuschreiben (vgl. Richtlinie Teil 2, Abschnitt 6.2.3). Dazu bieten sich beispielsweise volladiabatische/semiadiabatische Kalorimeterversuche oder auch Temperaturmessungen in großformatigen und/oder wärmegeprägten Probelöcken an [4, 12]. Falls solche Werte im Vorfeld bestimmt werden sollen, ist dies in die Leistungsbeschreibung aufzunehmen.

Um die oftmals maßgebliche Beanspruchung „Hydratationswärme“ angemessen begrenzen zu können, müssen für massige Bauteile auch die Mindestzementgehalte gegenüber den Regelungen in DIN 1045-2 abgesenkt werden (s. a. Abschnitt 4.2). Erstrecken sich die Betonierarbeiten über längere Zeiträume, können für Sommer und Winter den jeweiligen Temperaturrandbedingungen angepasste Betone zweckmäßig sein, die sich beispielsweise im Zementgehalt, der Zementart oder der Zementfestigkeitsklasse unterscheiden.

Zur Verringerung der Rissgefahr ist es darüber hinaus vorteilhaft, Gesteinskörnungen mit niedriger Temperaturdehnzahl (z. B. Kalksteine, Basalt) anstelle von solchen mit hoher Temperaturdehnzahl (z. B. quarzitisches Kies) einzusetzen. Dadurch werden die Temperaturverformungen bzw. die daraus resultierenden thermischen Zwang- und Eigenspannungen gering gehalten. Der Vorteil, den eine Verringerung der Temperaturdehnzahl mit sich bringt, muss möglicherweise sorgfältig gegen eine im Hinblick auf die Hydratationswärmemenge nachteilige Erhöhung des Bindemittelgehaltes bzw. einen erhöhten Zusatzmittelbedarf abgewogen werden. Beispielsweise kann sich bei Verwendung von Splitten ein erhöhter Wasseranspruch ergeben.

Zur Minimierung der Hydratationswärme kann es bei massigen Bauteilen entsprechender Dimension (z. B. dicke Bodenplatten, große Fundamente und Sohlen etc.) zweckmäßig sein, bei der Festlegung der Betonzusammensetzung zwischen den dauerhaftigkeitsrelevanten Randbereichen und den weniger exponierten Kernbereichen eines Bauteils zu differenzieren und unterschiedlich zusammengesetzte Betone mit unterschiedlicher Wärme- und Festigkeitsentwicklung zu verwenden.

Bei den beschriebenen technischen Maßnahmen zur Verringerung der Hydratationswärme ist stets auch darauf zu achten, dass der Frischbeton einwandfrei verarbeitet werden kann und die vorgegebenen Festbetoneigenschaften sicher erreicht werden.

4.1.2 Frischbetontemperatur

Niedrige Frischbetontemperaturen wirken sich besonders günstig auf die Reduzierung des Temperaturanstiegs im Bauteil aus. Daher sollten bei massigen Bauteilen möglichst niedrige Frischbetontemperaturen angestrebt werden. Geeignete Maßnahmen hierzu sind z. B.:

- Berieselung der Gesteinskörnungen mit Kaltwasser unter Ausnutzung der Verdunstungskälte;
- Verwendung von Frischwasser (kein Restwasser);
- Begrenzung der Zementtemperatur;
- Beschattung der Lagereinrichtungen;
- Betonieren während der Nachtstunden.

Mit den genannten Maßnahmen können i. d. R. Frischbetontemperaturen $\leq 25\text{ °C}$ sichergestellt werden. Bei länger anhaltender heißer Witterung sind auch Temperaturen $\leq 30\text{ °C}$ nur mit einer aktiven Kühlung des Betons bzw. dessen Ausgangsstoffe (z. B. durch Flüssigstickstoff, Eis) zu erreichen. Das Einmischen von flüssigem Stickstoff kann sowohl bei der Herstellung des Betons im Werk als auch nachträglich auf der Baustelle im Fahrmischer erfolgen. Allerdings bedarf es einiger Erfahrung, geeigneter Einrichtungen, spezieller Verfahrensweisen und Vorversuchen, um den Flüssigstickstoff ohne negative Auswirkungen, wie z. B. das Gefrieren des Frischbetons, einzumischen.

Die Zugabe von Scherbeneis zum Frischbeton als Teil des Zugabewassers ist zwar äußerst wirksam, jedoch aufgrund des hohen Installationsaufwands nur bei sehr großen Baumaßnahmen mit mehreren 100.000 m^3 zu kühlendem Beton wirtschaftlich sinnvoll einsetzbar [13].

Jegliche Maßnahmen der aktiven Kühlung sind mit erheblichen Kosten und deutlich längeren Einbauzeiten des Betons verbunden. In der Regel sind daher betontechnische Maßnahmen zur Reduzierung der Maximaltemperatur im Bauteil wirtschaftlicher als eine Begrenzung der Frischbetontemperatur durch aktive Kühlung. Falls eine Begrenzung der Frischbetontemperatur vorgesehen ist, sollte diese aufgrund des damit verbundenen Aufwandes als separate Position im Leistungsverzeichnis ausgeschrieben werden.

4.2 Sicherstellung einer gleichwertigen Dauerhaftigkeit

Bei der Festlegung der Betonzusammensetzung ist in jedem Fall eine im Hinblick auf die jeweiligen Dauerhaftigkeitsanforderungen günstige Porenstruktur des Zementsteins anzustreben. Hierzu gehört insbesondere die Begrenzung des für die maßgebenden Transportvorgänge (kapillares Saugen, Permeation und Diffusion) relevanten Kapillarporenraumes, der maßgeblich durch den Wasserzementwert des Betons bestimmt wird. Entsprechende Grenzwerte für den Wasserzementwert sowie weitere Anforderungen an die Zusammensetzung und die Eigenschaften von Beton werden daher in DIN 1045-2, Tabellen F.2.1 und F.2.2, vorgegeben.

Die Grenzwerte nach DIN 1045-2, Tabellen F.2.1 und F.2.2, dürfen bei Betonen für massige Bauteile gemäß Richtlinie an folgenden Stellen unter- bzw. überschritten werden:

1. Reduzierung des Mindestzementgehaltes von 320 kg/m^3 auf 300 kg/m^3 in den Expositionsclassen XD2, XD3, XS2, XS3, XF2, XF3, XF4 und XA2.
2. Reduzierung des Mindestzementgehaltes bei Anrechnung von Zusatzstoffen von 270 kg/m^3 auf 240 kg/m^3 in der Expositionsclassen XA1.
3. Veränderung des höchstzulässigen Wasserzementwertes von 0,45 auf 0,50 bei den Expositionsclassen XD3 und XS3 bei gleichzeitiger Einschränkung auf bestimmte Zemente und Kombinationen aus Zementen und Flugasche.
4. Abminderung der Mindestdruckfestigkeitsclassen von C35/45 auf C30/37 in den Expositionsclassen mit einem höchstzulässigen Wasserzementwert von 0,50.

Zu 1. und 2. Mit der Reduzierung des Mindestzementgehaltes von 320 auf 300 kg/m³ bei den Expositionsklassen XD2, XD3, XS2 und XS3 wird Fußnote b) aus DIN 1045-2, Tabelle F.2.1, umgesetzt. Die Reduzierung des Zementgehaltes um 20 bzw. 30 kg/m³ in den verschiedenen Expositionsklassen zugunsten der Hydratationswärmeminimierung ist unter Dauerhaftigkeitsaspekten generell als eher unkritisch einzustufen, leistet aber durchaus bereits einen merklichen Beitrag zur Reduzierung des Temperaturanstieges. Hinzu kommt, dass bei massigen Bauteilen zur Reduzierung der Wärmeentwicklung des Betons im jungen Alter vorzugsweise hüttensandhaltige Zemente eingesetzt bzw. hydratationswärmerelevante Portlandzementklinkeranteile durch Flugasche ersetzt werden. Hieraus resultieren, eine angemessene Nachbehandlung vorausgesetzt, vergleichsweise dichte, im Hinblick auf die Sicherstellung des Korrosionsschutzes der Stahleinlagen (XD, XS) und bestimmte Dauerhaftigkeitseigenschaften (XA) günstige Betone. Auch bei den Expositionsklassen XF werden das entsprechende Anforderungsniveau der DIN 1045:1988-07 und damit der bisherige Erfahrungshorizont nicht verlassen. Besondere Kompensationsmaßnahmen für die Reduzierung des Zementgehaltes zur Erzielung eines zu den Regelungen der DIN 1045-2 vergleichbaren Dauerhaftigkeitsniveaus sind deshalb nicht erforderlich.

Zu 3. Die Erhöhung des höchstzulässigen Wasserzementwertes von 0,45 auf 0,50 bei XS3 und XD3 und die damit einhergehende Veränderung des "Kontrollinstrumentes" für dessen Einhaltung, die Mindestdruckfestigkeitsklasse, ist erforderlich, um eine ausreichende Verarbeitbarkeit von Mass beton ohne Erhöhung des Zementleimgehaltes oder ohne unverhältnismäßig hohe Zugabe von Betonzusatzmitteln sicherzustellen. Die mit der Veränderung des höchstzulässigen w/z-Wertes verbundene Erhöhung des Kapillarporenanteils im Zementstein und der daraus resultierende geringere Chlorideindringwiderstand müssen in diesem Fall allerdings kompensiert werden. Dies geschieht durch eine Beschränkung dieser Regelung auf Betone mit Zementen und/oder Zusatzstoffen, die gegenüber den nicht aufgeführten Zementarten und Bindemittelkombinationen nachweislich zu einer Erhöhung des Chlorideindringwiderstand beitragen [14] (siehe Richtlinie, Tabelle F.2.1, Fußnote e).

Zu 4. In DIN 1045-2 wird für die Expositionsklassen XD2, XS2, XF2, XF3 und XA2 bei einem maximalen w/z-Wert von 0,50 die Mindestfestigkeitsklasse C35/45 gefordert. Praxiserfahrungen zeigen, dass die Festigkeitsklasse C35/45 mit Zementen der Festigkeitsklasse 32,5 R bei einem Wasserzementwert von 0,50 oft nicht erreicht wird, so dass häufig auf Zemente höherer Festigkeitsklassen oder niedrigere Wasserzementwerte zurückgegriffen werden muss. Um ein gleichwertiges Dauerhaftigkeitsniveau sicherzustellen, wird eine Abminderung der Festigkeitsklasse auf C30/37 bei den genannten Expositionsklassen in DIN 1045-2 nur unter bestimmten Randbedingungen erlaubt. Bei massigen Bauteilen wird dagegen eine Abminderung generell zugelassen, da hier neben der Dichtigkeit des Zementsteins auch die Gefahr der Rissbildung durch Zemente höherer Festigkeitsklasse und Betone mit kleineren Wasserzementwerten berücksichtigt werden muss.

5 Besonderheiten bei der Herstellung, Festlegung und Konformität von Beton

5.1 Gleichmäßigkeit der Ausgangsstoffe

Die Eigenschaften der Ausgangsstoffe können produktionsbedingt schwanken. Diese Schwankungen sind insbesondere bei der Betonherstellung für länger andauernde Baumaßnahmen entsprechend zu berücksichtigen. Gegebenenfalls sollten je nach Anwendungsfall ergänzende Maßnahmen zur Sicherstellung der Gleichmäßigkeit der Ausgangsstoffe getroffen werden, wobei auf einen vertretbaren Aufwand zu achten ist. Einzelheiten hierzu sind in einem Qualitätssicherungsplan festzulegen (s. a. Abschnitt 2.2).

5.2 Konformitätskontrolle

Die reduzierten Probenahmehäufigkeiten der Richtlinie (s. Teil 2 der Richtlinie, Ergänzung zu 8.2.1.2, Tabelle 13) und der Prüfplan nach 8.2.1.2 gelten auch für die Spaltzugfestigkeit.

Bei Betonen, deren Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt als 28 Tage geprüft wird, kann es auf Grund der sehr niedrigen Anfangsfestigkeit zweckmäßig sein, die Proben mehr als einen Tag in der Form zu belassen.

Hinsichtlich der Lagerungsart der Proben für die Druckfestigkeitsprüfung wird in der Richtlinie für Massenbetone keine von DIN EN 12390-2 abweichende Lagerung vorgeschlagen. Mit der Wasser- und der Luftlagerung nach DIN EN 12390-2 und DIN EN 12390-2, Anhang NA, werden für die durch die Richtlinie abgedeckten Massenbetone mit den festgelegten Anforderungen an die Betonzusammensetzung nach den Tabellen F.2.1 und F.2.2 zwei adäquate Lagerungsmöglichkeiten von Probekörpern für die Festigkeitsprüfung angeboten. Im Einzelfall kann es sinnvoll sein, eine andere Lagerungsart zu vereinbaren (s. DIN EN 206-1, Abschnitt 5.5.1.1).

Für Betone mit langsam reagierenden Zementen oder Bindemitteln ist insbesondere bei einem gewählten Nachweisalter für die Druckfestigkeit von 56 oder 91 Tagen eine dauernde Wasserlagerung der Proben ratsam. Eine der Feuchtlagerung im Alter von 7 Tagen anschließende Luftlagerung bis zur Prüfung würde aufgrund der kleinen Abmessungen des Würfels zu einem schnellen Austrocknen über die Oberflächen des Probekörpers führen, wodurch die Hydratation der langsam erhärtenden Zemente und die puzzolanische Reaktion der Flugasche in ihrem Fortschritt stark beeinträchtigt werden.

Die Anwendung des Betonfamilienprinzips ist auch für Beton nach der vorliegenden Richtlinie unter Beachtung der Kriterien in DIN 1045-2, Anhang K, möglich. Allerdings ist die Einteilung in Betonfamilien bei Massenbeton i. d. R. wenig sinnvoll, da die Vorteile des Betonfamilienprinzips bei Betonen, die innerhalb kurzer Zeiträume in großer Menge produziert werden, vergleichsweise gering sind (s. a. [10]).

6 Besonderheiten bei der Ausführung

6.1 Einbringen und Verdichten des Betons

Der Einbau mehrerer aufeinanderfolgender Betonierlagen sollte frisch in frisch erfolgen. Bei Einbau der jeweils nächsten Betonierlage muss der darunterliegende Beton noch verdichtbar sein, damit ein „Vernadeln“ der Betonierlagen möglich ist. Gegebenenfalls muss der Beton angemessen verzögert werden.

6.2 Nachbehandlung, Schutz und Steuerung des Wärmeabflusses

Massige Bauteile sind entsprechend DIN 1045-3, Abschnitt 8.7, nachzubehandeln und zu schützen. Bei massigen Bauteilen besteht darüber hinaus ein erhebliches Rissrisiko infolge Hydratationswärme: Hohe Maximaltemperaturen im Bauteil können zu verstärkter Trennrissbildung, hohe Temperaturgradienten zwischen Bauteilkern und Bauteiloberfläche zu Schalenrissbildung führen.

Die Temperaturgradienten können durch entsprechende wärmedämmende Maßnahmen gering gehalten werden. Hierbei ist zu beachten, dass derartige Maßnahmen nicht zu einer deutlichen Anhebung der Maximaltemperatur im Bauteil führen sollten. Wenig vorteilhaft ist es beispielsweise, wärmedämmende Matten unmittelbar nach Abschluss der Betonierarbeiten aufzubringen. In diesem Fall würde der Wärmeabfluss von Anfang an behindert werden und dadurch die Maximaltemperatur im Bauteil stärker ansteigen als ohne diese Matten. In der Abkühlphase kann es nachteilig sein, wärmedämmende Matten auf einmal komplett zu entfernen, weil dies zu einem Temperaturschock an der Bauteiloberfläche führen könnte. Eine gestaffelte Rücknahme von einzelnen Lagen der Wärmedämmmatten ist hier oftmals günstiger. Alle Maßnahmen zur Steuerung des Wärmeabflusses sollten im QS-Plan (s. a. Abschnitt 2.2) festgelegt und entsprechend den Klimabedingungen im Bauzeitenplan berücksichtigt werden.

Eine Kühlung des bereits eingebauten Betons durch Abführen der Hydratationswärme über eine Rohrkühlung beschleunigt im Allgemeinen den Wärmeabfluss. Die Maximaltemperatur kann dadurch aber in der Regel trotz des erheblichen Mehraufwandes nur um wenige Grad reduziert werden. Daher sind solche Verfahren nur in Ausnahmefällen sinnvoll.

6.3 Überwachung

Sofern Vorgaben zur Frischbetontemperatur oder zur Temperaturverteilung und -entwicklung im Bauteil vorliegen, sollten entsprechende Temperaturmessungen vorgenommen und die Ergebnisse do-

kumentiert werden. Bauteil- und Lufttemperaturen sollten mindestens bis zum Überschreiten des Temperaturmaximums aufgezeichnet werden. Abweichungen gegenüber den Vorgaben sind zu überprüfen und erforderlichenfalls Maßnahmen zu ergreifen.

Umfang und Häufigkeit der Frisch- und Festbetonprüfungen für die Errichtung massiger Betonbauteile sollten bei großen Betonkubaturen in Prüfplänen festgelegt werden. Die Prüfhäufigkeit darf gegenüber DIN 1045-3, Anhang A.2, im Einvernehmen mit der Überwachungsstelle entsprechend der einzubringenden Betoniermenge verringert werden.

7 Literatur

- [1] Rostásy, F.S.; Krauß, M.; Budelmann, H.: Planungswerkzeuge zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen, Teile 1 bis 7. In: Bautechnik 79 (2002).
- [2] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.: Sachstandbericht Beschränkung von Temperaturrisse im Beton, Oktober 1996.
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie), November 2003.
- [4] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215).
- [5] Bundesanstalt für Wasserbau: Merkblatt Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken.
- [6] Rostásy, F.S.; Henning, W.: Zwang und Rissbildung in Wänden auf Fundamenten. Berlin, Beuth. In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Nr. 407, 1990.
- [7] Curbach, M.; Tue, N.; Eckfeldt, L.; Speck, K.: Zum Nachweis der Rissbreitenbegrenzung gemäß DIN 1045-1. Berlin, Beuth. In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Nr. 525, 2003.
- [8] Rostásy, F.S.; Krauß, M.: Frühe Risse in massigen Betonbauteilen – Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen. Berlin, Beuth. In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Nr. 520, 2001.
- [9] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.: Merkblatt Beton für massige Bauteile, Oktober 1996.
- [10] Erläuterungen zu DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN 4226-1. Berlin, Beuth. In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Nr. 526, 2003.
- [11] Wischers, G.: Betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen. In: Beton 14 (1964), H. 1, S. 22-26 und H. 2, S. 65-73.
- [12] Hintzen, W.; Thielen, G.: Betontechnische Einflüsse auf die Rissbildung infolge Hydratationswärme. In: Betontechnische Berichte 1998-2000, Verlag Bau & Technik (VBT), Düsseldorf, 2001, S. 61-72.
- [13] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.: Kühlen von Beton. In: Zement und Beton 32 (1987), H. 4, S. 134-138.
- [14] Wiens, U.: Zur Wirkung von Steinkohlenflugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton. In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Nr. 551 (= Dissertation), 2005.

