

Minnert
Wagenknecht

Verbundbau-Praxis

Berechnung und Konstruktion
nach Eurocode 4

2. Auflage

Bauwerk **BBB**
Beuth

Prof. Dr.-Ing. Jens Minnert
Prof. Dr.-Ing. Gerd Wagenknecht

Verbundbau-Praxis

**Berechnung und Konstruktion
nach Eurocode 4**

2., vollständig überarbeitete Auflage

Beuth Verlag GmbH · Berlin · Wien · Zürich

Bauwerk

© 2013 Beuth Verlag GmbH

Berlin · Wien · Zürich

Am DIN-Platz
Burggrafenstraße 6
10787 Berlin

Telefon: +49 30 2601-0
Telefax: +49 30 2601-1260
Internet: www.beuth.de
E-Mail: info@beuth.de

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt.
Jede Verwertung außerhalb der Grenzen des Urheberrechts ist ohne schriftliche Zustimmung
des Verlages unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen,
Mikroverfilmungen und die Einspeicherung in elektronischen Systemen.

Die im Werk enthaltenen Inhalte wurden vom Verfasser und Verlag sorgfältig erarbeitet und
geprüft. Eine Gewährleistung für die Richtigkeit des Inhalts wird gleichwohl nicht übernommen.
Der Verlag haftet nur für Schäden, die auf Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit seitens des Verlages
zurückzuführen sind. Im Übrigen ist die Haftung ausgeschlossen.

Druck und Bindung:
Medienhaus Plump, Rheinbreitbach

Gedruckt auf säurefreiem, alterungsbeständigem Papier nach DIN EN ISO 9706.

ISBN 978-3-410-22346-7
ISBN 978-3-410-22347-4 (E-Book)

Vorwort

In der 2. Auflage dieses Buch werden ausführlich die Kalt- und Heißbemessung von Verbundträgern, Verbundstützen und Verbunddecken nach dem Eurocode 4 behandelt.

Neben den traditionellen Bauweisen des reinen Stahl- bzw. Massivbaus eröffnen Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton eine Vielzahl von neuen Möglichkeiten. Aufgrund der schubfesten Verbindung von biegesteifen Stahlprofilen mit Betonquerschnitten entstehen Verbundtragwerke für Decken, Träger und Stützen. Verbundtragwerke zeichnen sich durch hohe Tragfähigkeiten bei kleinen Bauteilabmessungen sowie durch große Stützweiten aus.

Weiterhin ist der bauliche Brandschutz ein wesentlicher Faktor für die Wirtschaftlichkeit eines Gebäudes. Deshalb sind die möglichen Brandschutzlösungen schon in der Planungsphase sorgfältig zu überprüfen. Die geforderte Feuerwiderstandsklasse ist oft nicht ohne zusätzliche Maßnahmen, wie Brandschutzbekleidungen, Spritzputzummantelungen, dämmschichtbildende Brandschutzbeschichtungen und konstruktiver Brandschutz, zu gewährleisten.

Die Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton erfolgt nach der DIN EN 1994-1-1 vom Dezember 2010. Diese Norm ist in Zusammenhang mit der DIN EN 1993 für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten und der DIN EN 1992 für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken zu verwenden. Für die Brandschutzbemessung von Verbundtragwerken gilt die DIN EN 1994-1-2 vom Dezember 2010.

Im vorliegenden Band werden das Teilsicherheitskonzept und die Einwirkungen sowie die Grundlagen von Kriechen und Schwinden und der Begrenzung der Rissbreiten behandelt. Die elastische und plastische Querschnittstragfähigkeit und der Nachweis ausreichender Beulsicherheit für die Stahlbauquerschnitte werden ausführlich dargestellt. Auf die Fließgelenktheorie als Grundlage für das Nachweisverfahren Plastisch-Plastisch und die stabilisierende Wirkung von Drehbettungen und Schubfeldsteifigkeiten für das Biegedrillknicken wird besonders eingegangen. Es wird ein neues Nachweiskonzept für Verbundstützen im Brandfall vorgestellt, das sich an dem Nachweiskonzept bei Normaltemperatur orientiert, und beispielhaft auf betongefüllte runde Hohlprofilstützen mit Einstellprofilen angewendet.

Besonders hervorzuheben ist das didaktische Konzept dieses Buches. Zunächst werden die Grundlagen der Statik und Festigkeitslehre angegeben, die für das Verständnis der Nachweise nach der Verbundbaunorm erforderlich sind. Nach

den Erläuterungen der entsprechenden Abschnitte der Norm folgen ausführliche Beispiele, wobei die Formeln des Nachweises angegeben werden. Die Anwendung von Programmen in der täglichen Praxis wird beispielhaft aufgezeigt.

Viele Beispiele werden mit dem Programm Mathcad berechnet. Der Tragwerksplaner kann alle Formeln in der Reihenfolge des gewählten Nachweises übersichtlich und in ingenieurmäßiger Schreibweise angeben. Die Ergebnisse sind leicht nachvollziehbar und nachprüfbar. Alternative Lösungen können schnell untersucht und eventuell auftretende Änderungen ohne großen Aufwand eingearbeitet werden.

Dieses Buch wendet sich an Studierende des Faches Bauingenieurwesen und an Ingenieurinnen und Ingenieure, die sich in der Baupraxis mit der Tragwerksplanung von Verbundtragwerken befassen.

Gießen, März 2013

Jens Minnert, Gerd Wagenknecht

Dank

Herrn Dipl.-Ing. Gerhard Gröger sei für die langjährige Weiterentwicklung des Programms GWSTATIK gedankt.

Die Herrn Dipl.-Ing. Waldemar Dick, Dipl.-Ing. Björn Lückhof und Dipl.-Ing. Patrick Viehl haben mit ihren Diplomarbeiten auf dem Gebiet der Heißbemessung von Verbundtragwerken die Grundlagen für das Kapitel Heißbemessung erarbeitet und damit erst dieses Kapitel ermöglicht.

Den Studierenden des Fachbereichs Bauwesen der Fachhochschule Gießen-Friedberg, Kristine Mitsch, Alexander Dreiling, Sergei Fominow, Alexander Wojcik und Jörg Wichmann, danken wir für die Unterstützung bei der Erstellung des Manuskriptes.

Dem Beuth Verlag und besonders Herrn Prof. Klaus-Jürgen Schneider möchten wir für die gute Zusammenarbeit bei der Herausgabe dieses Buches unseren Dank aussprechen.

Uta und Inge gewidmet

Inhaltsverzeichnis

1	Grundlagen	1
1.1	Der Verbundbau – Anwendungsgebiete und Vorteile	1
1.2	Verbundbaunorm	4
1.3	Sicherheitskonzept	4
1.4	Bemessungswerte	5
1.5	Werkstoffe	7
1.5.1	Beton	7
1.5.2	Baustahl	18
1.5.3	Betonstahl	18
1.5.4	Kopfbolzendübel	18
1.6	Dauerhaftigkeit	20
1.6.1	Expositionsclassen	21
1.6.2	Betondeckung	26
1.7	Begrenzung der Rissbreiten	28
1.7.1	Allgemeines und Grundlagen der Berechnung	28
1.7.2	Mindestbewehrung	29
1.7.3	Begrenzung der Rissbreite	32
2	Verbundträger	38
2.1	Allgemeines	38
2.2	Herstellung des Verbundträgers	38
2.3	Einstufung in Querschnittsklassen	39
2.4	Wirksamer Querschnitt	40
2.5	Schnittgrößenermittlung	41
2.5.1	Allgemeines	41
2.5.2	Berechnung nach der Fließgelenktheorie	41
2.5.3	Elastische Tragwerksberechnung	43
2.6	Elastische Grenztragfähigkeit	44
2.6.1	Grundlagen	44
2.6.2	Normalkraft	46
2.6.3	Biegemoment	48
2.6.4	Biegemoment und Normalkraft	51
2.6.5	Bewehrung im Druckbereich	51
2.6.6	Bewehrung im Zugbereich	52
2.6.7	Verbundträger der Querschnittsklasse 4	53
2.6.8	Querkraft	53
2.7	Kriechen des Betons	55

2.7.1	Einfluss des Kriechens	55
2.7.2	Kriechen des Einfeldträgers	56
2.7.3	Kriechen des Durchlaufträgers	56
2.8	Schwinden des Betons	62
2.8.1	Modell für das Schwinden	62
2.8.2	Schwinden des Einfeldträgers	63
2.8.3	Schwinden des Durchlaufträgers	65
2.9	Plastische Grenztragfähigkeit	66
2.9.1	Plastisches Werkstoffverhalten	66
2.9.2	Verbundquerschnitt mit geschweißtem Stahlträger	72
2.9.3	Verbundquerschnitt mit gewalztem Stahlträger	76
2.10	Verdübelung bei Trägern	81
2.10.1	Allgemeines	81
2.10.2	Vollständige Verdübelung	81
2.10.3	Teilweise Verdübelung	82
2.11	Biegedrillknicken	85
2.12	Querbewehrung	92
2.12.1	Fachwerkmodell zur Berechnung der Querbewehrung	92
2.12.2	Schubbeanspruchung in Längsrichtung	93
2.12.3	Längsschubtragfähigkeit des Betongurtes	94
2.12.4	Mindestbewehrung	95
2.13	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	96
2.13.1	Grundsätze	96
2.13.2	Grenzwerte der Verformungen	96
2.13.3	Kriechen des Betons	97
2.13.4	Schwinden des Betons	97
2.13.5	Nachgiebigkeit der Verbundmittel	98
2.13.6	Rissbildung des Betons im Stützbereich	98
2.13.7	Berücksichtigung von plastischen Verformungen	98
2.13.8	Nachweis der Eigenfrequenz	98
2.13.9	Beschränkung der Rissbreite	99
2.14	Beispiele Verbundträger	100
2.14.1	Einfeldträger mit elastischer Grenztragfähigkeit	100
2.14.2	Einfeldträger mit plastischer Grenztragfähigkeit	110
2.14.3	Zweifeldträger mit Mathcad	117
3	Verbundstützen	139
3.1	Einleitung	139
3.2	Örtliches Beulen	140
3.3	Nachweis der Krafteinleitung	141

3.4	Nachweis der Längsschubtragfähigkeit	142
3.5	Berechnungsverfahren	142
3.5.1	Allgemeines	142
3.5.2	Allgemeines Berechnungsverfahren	143
3.5.3	Vereinfachtes Berechnungsverfahren	144
3.6	Druckstab	144
3.7	Druck und Biegung	151
3.7.1	Querschnittstragfähigkeit	151
3.7.2	Näherungsverfahren für die M - N -Interaktion	161
3.7.3	Querkrafttragfähigkeit	171
3.8	Berechnung der Beanspruchungen	171
3.9	Nachweis bei Druck und Biegung	174
3.10	Verbundrahmen	175
3.11	Berechnungsbeispiel	176
4	Verbunddecken	189
4.1	Allgemeines	189
4.2	Herstellung und Beschichtung	190
4.3	Verbundwirkung	191
4.4	Allgemeines zur Bemessung von Verbunddecken	194
4.5	Versagensarten	196
4.6	Gebrauchstauglichkeitsnachweise	198
4.7	Tragfähigkeitsnachweis der Verbunddecken	198
4.7.1	Querschnittstragfähigkeit	198
4.7.2	Querkrafttragfähigkeit	201
4.7.3	Nachweis der Längsschubtragfähigkeit	202
4.7.3.1	Längsschubtragfähigkeit nach dem $m+k$ -Verfahren	202
4.7.3.2	Längsschubtragfähigkeit nach der Teilverbundtheorie	204
4.7.4	Zusätzliche Endverankerung mit Kopfbolzendübel	206
4.7.5	Zusätzliche Bewehrung	207
4.7.6	Bemessung im Brandfall	207
4.8	Bemessungsbeispiele	208
4.9	Additivdecke	224
5	Tragwerksbemessung für den Brandfall	225
5.1	Einleitung	225
5.1.1	Allgemeines	225
5.1.2	Brandschutzbemessung nach Eurocode 4	226

5.2	Nachweiskonzept für Verbundstützen im Brandfall	229
5.2.1	Grundlagen des vereinfachten Berechnungsverfahrens	229
5.2.2	Zentrischer Druckstab	230
5.2.3	Druck und Biegung im Brandfall	234
5.2.4	Querkrafttragfähigkeit im Brandfall	235
5.2.5	Berechnung der Beanspruchungen im Brandfall	235
5.3	Verbundstützen im Brandfall nach EC4	240
5.3.1	Tabellenverfahren (Nachweisstufe 1)	240
5.3.2	Vereinfachtes Berechnungsverfahren (Nachweisstufe 2)	246
5.4	Vereinfachtes Berechnungsverfahren FRESH (Nachweisstufe 2)	257
5.4.1	Grundlagen des Berechnungsverfahrens	257
5.4.2	Reduktionsfaktoren	259
5.4.3	Druck und Biegung um die starke Achse	265
5.4.4	Druck und Biegung um die schwache Achse	274
5.5	Vereinfachtes Berechnungsverfahren FIRE-CHS (Nachweisstufe 2)	276
5.5.1	Grundlagen des Berechnungsverfahrens	276
5.5.2	Reduktionsfaktoren	277
5.5.3	Druck und Biegung	281
5.6	Allgemeines Berechnungsverfahren	290
5.7	Rohre mit Einstellprofilen (Nachweisstufe 2)	292
5.7.1	Aufteilung des Querschnittes	292
5.7.2	Anwendungsgrenzen und Reduktionsfaktoren	293
5.7.3	Berechnungsbeispiel mit Imperfektionsmoment	297
5.8	Nachweis mit geometrischer Ersatzimperfektion	310
5.9	Verbundträger im Brandfall	314
5.9.1	Allgemeines	314
5.9.2	Tabellenverfahren (Nachweisstufe 1)	315
5.9.3	Vereinfachtes Berechnungsverfahren (Nachweisstufe 2)	321
6	Konstruktive Details	331
7	Literaturverzeichnis	333
8	Stichwörterverzeichnis	337

1 Grundlagen

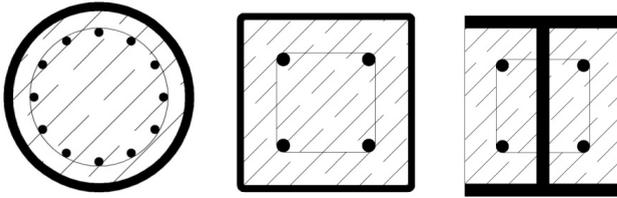
1.1 Der Verbundbau – Anwendungsgebiete und Vorteile

Neben den traditionellen Bauweisen des reinen Stahl- bzw. Massivbaus eröffnen Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton eine Vielzahl von neuen Möglichkeiten. Aufgrund der schubfesten Verbindung von biegesteifen Stahlprofilen mit Betonquerschnitten entstehen Verbundtragwerke für Decken, Träger und Stützen. Verbundtragwerke zeichnen sich durch hohe Tragfähigkeiten bei kleinen Bauteilabmessungen sowie durch große Stützweiten aus.

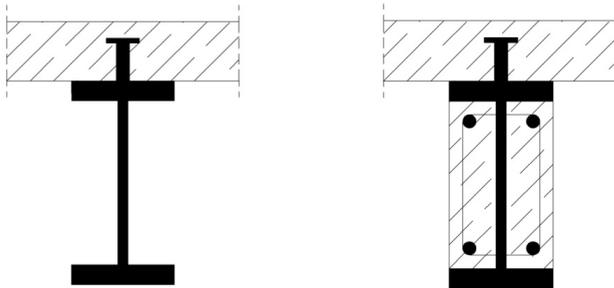
Die Hauptanwendungsgebiete des Verbundbaus liegen im Brückenbau, im Geschoss- und Industriebau (Beispiel siehe Abb. 1.1) sowie im Parkhausbau. In Abb. 1.2 sind einige typische Querschnitte von Verbundbauteilen (Verbundstütze, Verbundträger und Verbunddecke) dargestellt.



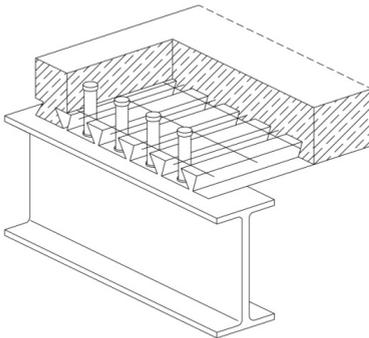
Abb. 1.1 Geschossbau in Verbundbauweise



a) Verbundstützenquerschnitte



b) Verbundträgerquerschnitte



c) Verbunddeckenquerschnitt

Abb. 1.2 Typische Querschnitte im Verbundbau des Geschoss- und Industriebaus

Die Verbundbauweise zeichnet sich durch eine hohe Wirtschaftlichkeit aus. Von Bedeutung sind hierbei besonders die kurzen Bauzeiten und die damit verbundene Reduzierung der Kapitalkosten sowie die mögliche frühere Nutzung der Gebäude. Große Stützweiten und kleine Bauhöhen führen zu einer hohen Nutzungsflexibilität. Kleine Außenabmessungen bei Verbundstützen vergrößern zusätzlich die nutzbaren Geschossflächen.

Verbundbauweisen sind durch ihre weitgehende Vorfertigung und der Ausführung stahlbaumäßiger Anschlusskonstruktionen bei der Montage nahezu witterungsunabhängig und erfordern meist nur einen geringen Aufwand bei der Baustelleneinrichtung.

Der äußerst geringe Flächenbedarf bei der Montage und der Baustelleneinrichtung ermöglicht in Kombination mit den oft kurzen Bauzeiten eine weitgehend problemlose Errichtung selbst komplizierter Gebäude z. B. in Innenstadtbereichen mit geringen Flächen für die Lagerung und Baustelleneinrichtung.

Die Montage der einzelnen Bauteile kann je nach Anforderungen geschoss- oder achsweise erfolgen. Das Verlegen von Trägern und Profilblechen sowie das anschließende Betonieren der Deckenplatten lassen sich oft optimal auf die jeweiligen Erfordernisse abstimmen und ermöglichen einen frühen Beginn der Ausbau- und Installationsarbeiten.

Die im Geschoss- und Industriebau häufig gestellten Anforderungen an den Brandschutz können durch unterschiedliche Maßnahmen erfüllt werden. Neben den konventionellen Putzbeschichtungen bzw. Plattenbekleidungen für die entsprechende Brandschutzanforderung können ausbetonierte Stahlprofile (Kammerbeton) verwendet werden, bei denen der Kammerbeton mit Kopfbolzendübel und Bügelbewehrung aus Betonstahl verankert wird. Ausführungsbeispiele sind in Abb. 1.3 dargestellt.

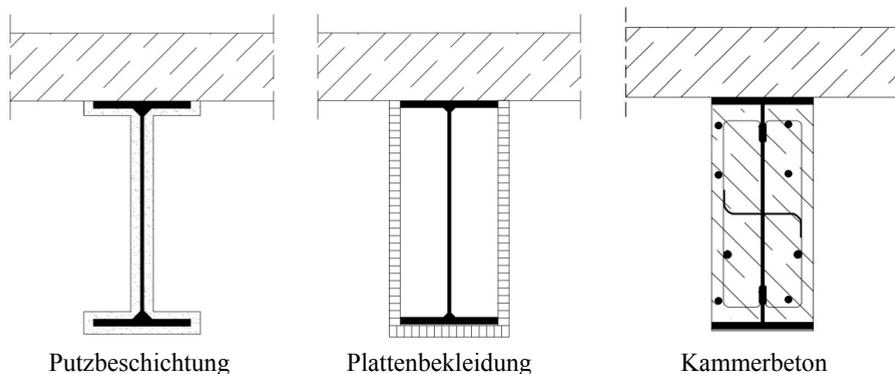


Abb. 1.3 Maßnahmen für den Brandschutz von Verbundquerschnitten (nach [8])

1.2 Verbundbaunorm

Die Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton wird im Folgenden nach DIN EN 1994-1-1 [N1] sowie dem zugehörigen Nationalen Anhang (DIN EN 1994-1-1/NA) [N2] behandelt. Diese Norm ist in Zusammenhang mit DIN EN 1993-1-1 [N3] sowie DIN EN 1992-1-1 [N4] zu verwenden. Hinsichtlich der Bauausführung gilt DIN EN 1090-2 [N5] und DIN EN 13670 [N6]. Soweit in DIN EN 1994-1-1 nichts anderes festgelegt ist, gelten die vorgenannten technischen Regeln.

1.3 Sicherheitskonzept

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Beanspruchung E_d nicht größer ist als der Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d .

$$E_d / R_d \leq 1 \quad (1.1)$$

Die Beanspruchungen folgen aus den Bemessungswerten der Einwirkungen F_{Ed} .

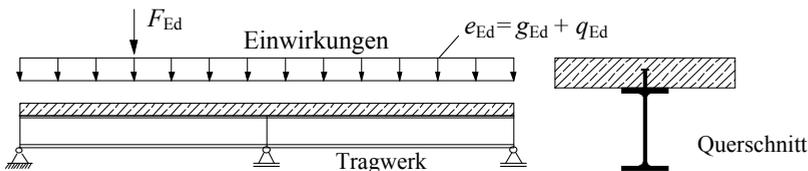


Abb. 1.4 Einwirkungen auf das Tragwerk

Der maximale Tragwiderstand von Verbundtragwerken kann begrenzt werden durch:

- lokales Beulen von Querschnittsteilen wie Steg und Flansch
- das Erreichen der Streckgrenze des Werkstoffes
- Instabilitäten wie Knicken und Biegedrillknicken
- das Erreichen der plastischen Grenztragfähigkeit des Querschnittes
- den Übergang des Tragwerkes oder eines Teiles in eine kinematische Kette
- das Versagen von Verbindungen und der Verdübelung
- das Schubversagen der Stahlbetonplatte
- Ermüdung der Konstruktion.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind Nachweise für die Verformungen wegen des Erscheinungsbildes erforderlich sowie zur Verhinderung von Schäden an nichttragenden Bauteilen und um eine planmäßige Nutzung, z. B. bei Kranbahnen zu ermöglichen. Es dürfen keine Schwingungen auftreten, die ein Unbehagen beim Menschen erzeugen oder Schäden am Bauwerk verursachen. Die Rissbildung des Betons ist wegen des Aussehens, der Dauerhaftigkeit und der Dichtigkeit zu begrenzen.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Beanspruchungen E_d (z. B. ermittelte Bauteilverformung) nicht größer ist als der Bemessungswert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums C_d (z. B. zulässige Bauteilverformung).

$$E_d / C_d \leq 1 \quad (1.2)$$

1.4 Bemessungswerte

Es gilt das in DIN EN 1990 [N7] festgelegte Sicherheitskonzept. Für die Einwirkungen gelten die maßgebenden Teile der DIN EN 1991 (z. B. [N8]).

Der Bemessungswert F_{Ed} ergibt sich mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_F aus $F_{Ed} = \gamma_F \cdot F_{Ek}$. Die charakteristischen Werte F_{Ek} sind in der DIN EN 1991 festgelegt. Für die ständigen Einwirkungen, wie z.B. die Eigenlast, gilt die Bezeichnung $G_{Ed} = \gamma_G \cdot G_{Ek}$ und für die veränderlichen Einwirkungen, wie z.B. Verkehrslasten auf Decken, Schnee und Wind, $Q_{Ed} = \gamma_Q \cdot Q_{Ek}$.

Tabelle 1.1 Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1990, Abschnitt 6.4.3

Bemessungssituation für	Einwirkungskombination
ständige und vorübergehende Einwirkungen E_d	$\sum_{j=1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
außergewöhnliche Einwirkungen E_d	$\sum_{j=1} \gamma_{G,A,j} \cdot G_{k,j} "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ oder } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

"+" bedeutet: in Kombination mit

Tabelle 1.2 Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1990, Abschnitt 6.5.3

Bemessungssituation für	Einwirkungskombination
charakteristische Kombination der Einwirkungen E_d	$\sum_{j=1} G_{k,j} "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
häufige Kombination der Einwirkungen E_d	$\sum_{j=1} G_{k,j} "+" \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
quasi-ständige Kombination der Einwirkungen E_d	$\sum_{j=1} G_{k,j} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Tabelle 1.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (STR-Tragwerks- und Querschnittsversagen) auf Tragwerke nach DIN EN 1990/NA, Tabelle NA.A.1.2(B)

	ständige Einwirkung	veränderliche Einwirkung	außergewöhnliche Einwirkung
ungünstige Auswirkung	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_A = 1,0$
günstige Auswirkung	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_A = 0$

Tabelle 1.4 Kombinationsbeiwerte ψ_i für Einwirkungen auf Hochbauten nach DIN EN 1990/NA, Tabelle NA.A.1.1

Veränderliche Einwirkungen	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten im Hochbau (Kategorien siehe EN 1991-1-1)			
Kategorie A: Wohn- und Aufenthaltsräume	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: Büros	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: Versammlungsräume	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: Lagerräume	1,0	0,9	0,8
Kategorie F: Fahrzeuggewicht ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: 30 kN < Fahrzeuggewicht ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: Dächer	0	0	0
Schnee- und Eislasten, siehe DIN EN 1991-1-3			
für Orte bis zu NN + 1000 m	0,5	0,2	0
für Orte über NN + 1000 m	0,7	0,5	0,2
Windlasten, siehe DIN EN 1991-1-4	0,6	0,2	0
Baugrundsetzungen, siehe DIN EN 1997	1,0	1,0	1,0
Sonstige Einwirkungen	0,8	0,7	0,5

Für die verschiedenen Werkstoffe (Baustahl, Profilbleche, Beton, Betonstahl, Spannstahl und Kopfbolzendübel) sind die Teilsicherheitsbeiwerte nachfolgend zusammengestellt.

Tabelle 1.5 Teilsicherheitsbeiwerte für die Bestimmung des Tragwiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bemessungssituation	Baustahl, Profilbleche		Beton	Betonstahl	Kopfbolzen- dübel
	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_C	γ_S	γ_V
ständige und vorüber- gehende Bemessungssituation	1,00	1,10	1,50	1,15	1,25 bzw. 1,50
außergewöhnliche Bemessungssituation	1,00	1,00	1,30	1,00	1,00
Bemessungswert	$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$	$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C$	$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_S$	$P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_V$

Bei der Berechnung der plastischen Querschnittstragfähigkeit wird f_{cd} mit dem Faktor 0,85 multiziert, ausgenommen betongefüllte Rohre. Für den Teilsicherheitsbeiwert γ_M für Baustahl ist zu unterscheiden, ob für den Tragsicherheitsnachweis ein Bauteil mit oder ohne Stabilitätsversagen wie Biegeknicken und Biegedrillknicken vorliegt.

1. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{M0} gilt für Tragsicherheitsnachweise, wenn kein Stabilitätsversagen vorliegt.
2. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} gilt für den Nachweis des Stabilitätsversagens einzelner Bauteile mit dem Ersatzstabverfahren.
3. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} gilt für die Beanspruchbarkeit von Querschnitten, wenn der Tragsicherheitsnachweis stabilitätsgefährdeter Systeme mit Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung geführt wird (1-1/NA, NDP zu 6.1(1)).

Für die Bemessungswerte der Gebrauchstauglichkeit gilt $\gamma_F = 1,0$ und $\gamma_M = 1,0$. Ermüdungsgefährdete Tragwerke werden hier nicht behandelt.

1.5 Werkstoffe

1.5.1 Beton

Für die charakteristischen Werte des Werkstoffs Beton gilt DIN EN 1992-1-1. Betonfestigkeitsklassen kleiner als C20/25 und höher als C60/75 liegen außerhalb des Anwendungsbereiches der Verbundbaunorm.

Der Faktor 0,85 berücksichtigt die Langzeiteinwirkungen für Normalbeton und ist hier in f_{cd} bereits berücksichtigt.

Tabelle 1.6 Charakteristische Werte der verschiedenen Betonfestigkeitsklassen

Betonfestigkeitsklassen	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{ctm}	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
E_{cm}	30 000	31 000	33 000	34 000	35 000	36 000	37 000

f_{ck} – charakteristische Zylinderdruckfestigkeit in N/mm^2

E_{cm} – Sekantenmodul in N/mm^2

f_{ctm} – mittlere Zugfestigkeit in N/mm^2

Kriechen und Schwinden

Mit **Kriechen** des Betons wird die Verformung (Verkürzung) unter einer konstanten Spannung im Laufe der Zeit bezeichnet. **Schwinden** von Beton ist die Verkürzung des Betons ohne Lastbeanspruchung. In Abbildung 1.5 ist die Spannungsumlagerung in einer Stahlbetonstütze infolge von Kriechen und Schwinden dargestellt. Aufgrund der Kriech- und Schwindverformung des Betons vergrößert sich die Spannung in der Betonstahlbewehrung und verringert sich die Spannung im Betonquerschnitt in Abhängigkeit von der Zeit.

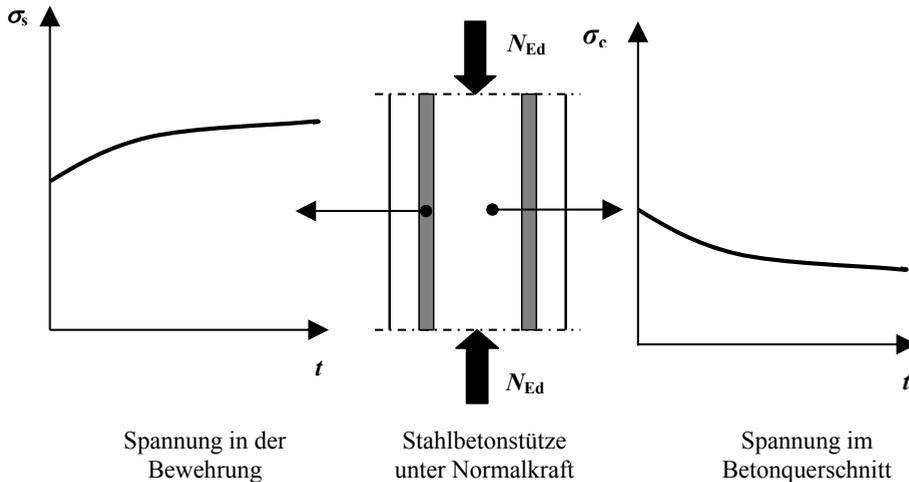


Abb. 1.5 Spannungsumlagerung infolge von Kriechen und Schwinden in einer Stahlbetonstütze

Im Wesentlichen sind die Kriech- und Schwindverformungen des Betons von der Feuchte der Umgebung, den Abmessungen des Bauteils und der Zusammensetzung des Betons abhängig. Das Kriechen wird des Weiteren deutlich vom Reifegrad des Betons beim erstmaligen Aufbringen der Last sowie von Dauer und Größe der Belastung beeinflusst. Bei der Ermittlung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ und der Schwinddehnung ε_{cs} sind diese Einflüsse zu berücksichtigen.

Die zum Zeitpunkt t vorhandene Gesamtdehnung des Betonkörpers unter zeitlich konstanter Spannung $\sigma_c(t_0)$ ergibt sich zu

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) \quad (1.3)$$

Die einzelnen Verformungskomponenten in Gleichung 1.3 aus Kriechen und Schwinden ergeben sich aus der Summe der Schwinddehnung $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$, der elastischen Dehnung $\varepsilon_{ci}(t_0)$ und der Kriechdehnung $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ unter konstanten Umgebungsbedingungen, d. h. eine konstante relative Luftfeuchte und Temperatur. Der Zeitpunkt t_s bezeichnet das Betonalter zu Beginn der Trocknung und das Betonalter t_0 bei Belastungsbeginn. Die Gesamtverformung des Betons $\varepsilon_c(t)$ strebt mit zunehmendem t einem rechnerischen Endwert entgegen. In Abbildung 1.6 sind die Dehnungen eines Betonquerschnitts infolge von Kriechen und Schwinden in Abhängigkeit von der Zeit skizzenhaft dargestellt.

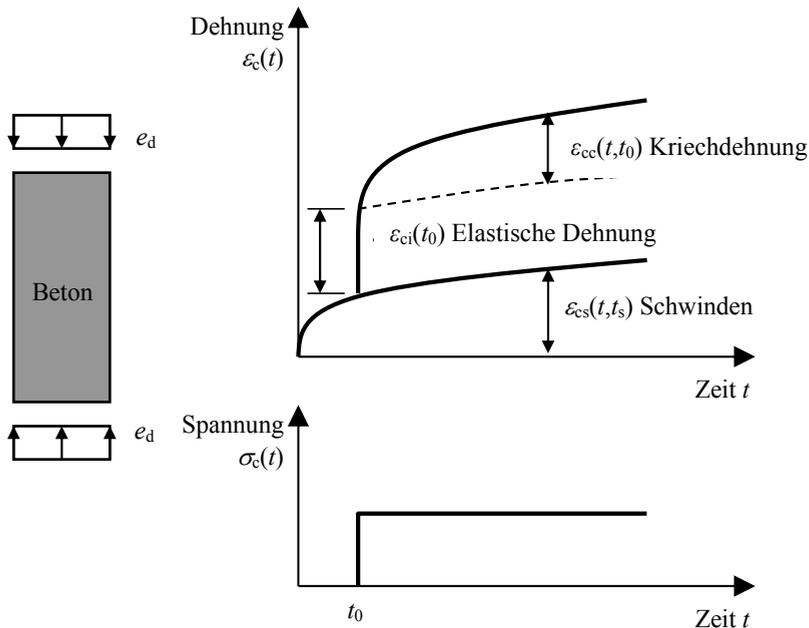


Abb. 1.6 Dehnungen eines Betonquerschnitts infolge Kriechen und Schwinden

Die Kriechdehnung des Betons $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ zum Zeitpunkt $t = \infty$ darf gemäß DIN EN 1992-1-1, 3.1.4 (3) bei zeitlich konstanter kriecherzeugender Spannung wie folgt berechnet werden:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (1.4)$$

Hierbei ist:

- $\varphi(\infty, t_0)$ Endkriechzahl
- E_c Elastizitätsmodul (Tangentenmodul im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie) nach 28 Tagen ($E_c \approx 1,05E_{cm}$)
- σ_c zeitlich konstante Betonspannung
- t_0 Betonalter in Tagen bei Belastungsbeginn

In DIN EN 1992-1-1 darf für Normalbetone eine vereinfachte Ermittlung der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ mit Hilfe von Nomogrammen (DIN EN 1992-1-1, Bild 3.1) vorgenommen werden. In Tabelle 1.7 sind die Endkriechzahlen $\varphi(\infty, t_0)$ in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse, der Zementklasse, dem Belastungsbeginn, der Lage des Bauteils und der wirksamen Dicke des Bauteils zusammengestellt. Nach Heft 600 [34] vom DAfStB (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton) darf für $t = \infty$ näherungsweise ein Zeitraum von 70 Jahren angesetzt werden. Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ für einen beliebigen Zeitpunkt t kann mit folgender Beziehung ermittelt werden:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \tag{1.5}$$

In Gleichung 1.5 stellt φ_0 die Grundzahl des Kriechens dar und $\beta_c(t, t_0)$ beschreibt die zeitliche Entwicklung der Kriechverformung. Die Werte ergeben sich zu:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \tag{1.6}$$

Tabelle 1.7 Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ (Belastungsdauer von 70 Jahren)

	Alter bei Belastungsbeginn t_0 in Tagen	Lage des Bauteils (RH in %)	C20/25				C30/37			
			$h_0 = 2 \cdot A_c / u$ [cm]				$h_0 = 2 \cdot A_c / u$ [cm]			
			10	50	100	150	10	50	100	150
Zemente der Klasse N	1	50	5,97	4,65	4,25	4,08	4,89	3,84	3,53	3,39
	3		4,88	3,80	3,48	3,33	4,00	3,14	2,88	2,77
	7		4,17	3,25	2,97	2,85	3,42	2,68	2,46	2,36
	28		3,21	2,50	2,29	2,19	2,63	2,06	1,90	1,82
	90		2,56	2,00	1,83	1,75	2,10	1,65	1,52	1,45
	1	80	4,11	3,56	3,40	3,33	3,41	2,97	2,85	2,79
	3		3,36	2,91	2,78	2,72	2,79	2,43	2,33	2,28
	7		2,87	2,48	2,38	2,33	2,38	2,07	1,99	1,95
	28		2,21	1,91	1,83	1,79	1,83	1,60	1,53	1,50
	90		1,77	1,53	1,46	1,43	1,47	1,28	1,22	1,20

Die Werte gelten für Beton der nicht länger als 14 Tage feucht nachbehandelt wurde und üblichen Umgebungsbedingungen ausgesetzt war (Temperaturen zwischen 10 °C und 30°C). Die kriecherzeugende Betondruckspannung darf $0,45 f_{ck}(t_0)$ nicht überschreiten.

In Gleichung 1.6 ist:

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \\ \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (1.7)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (1.8)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_{0,\text{eff}}^{0,2})} \quad (1.9)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (1.10)$$

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 & \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \\ 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 & \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (1.11)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \leq 1,0 \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \leq 1,0 \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \leq 1,0 \quad (1.12)$$

$$t_{0,\text{eff}} = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ Tage} \quad (1.13)$$

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (1.14)$$

Parameter in Gl. 1.5 bis 1.14 sind:

- t Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt [Tage]
- t_0 tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn [Tage]
- $t_{0,eff}$ wirksames Betonalter bei Belastungsbeginn [Tage]
- RH relative Luftfeuchte der Umgebung [%]
- h_0 wirksame Bauteildicke [mm] ($h_0 = 2A_c/u$) (siehe Abb. 1.7)
- A_c Querschnittsfläche [mm²]
- u Umfang des Querschnitts [mm], welcher Trocknung ausgesetzt ist
- f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm²] ($f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$)
- α_i Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit nach Gl. 1.12
- α Beiwert zur Berücksichtigung der Festigkeitsentwicklung des Betons, in Abhängigkeit vom Zementtyp
- $t_{0,T}$ der Temperatur angepasstes Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen
- $T(\Delta t_i)$ Temperatur in °C im Zeit-Intervall Δt_i
- Δt_i Anzahl der Tage, an denen die Temperatur T vorherrscht

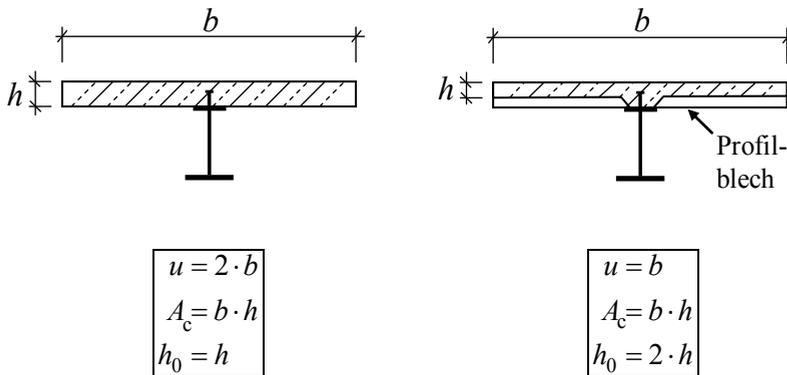


Abb. 1.7 Wirksame Bauteildicke ($h_0 = 2A_c/u$)

Tabelle 1.8 Beiwerte in Abhängigkeit vom Zementtyp

Zement- typ	Merkmal	Festigkeitsklasse nach DIN EN 197-1	α	α_{as}	α_{ds1}	α_{ds2}
SL	langsam erhärtend	32,5 N	-1	800	3	0,13
N, R	normal oder schnell erhärtend	32,5 R; 42,5 N	0	700	4	0,12
RS	schnell erhärtend oder hochfest	42,5 R; 52,5 N; 52,5 R	1	600	6	0,12

Als **Schwinden** bezeichnet man die Volumenabnahme des Betons, bedingt durch Hydratation und Austrocknung. Hauptsächlich hängt das Schwindmaß vom Wasserzementwert, dem Zementleimgehalt, der Zementart sowie von den Lagerungsbedingungen ab. Die Austrocknung des Betons ist ein sehr langsam ablaufender Prozess. Somit kann das Schwinden über Jahre andauern.

Bei Verformungsbehinderung eines Bauwerks kann es zu großen Spannungen kommen, bis hin zur Entstehung von Bauwerksschäden. Zeitlich unterschiedliche Feuchtigkeitsangleichungen zwischen Bauteilkern und Bauteiloberfläche bei dicken Bauteilen führen weiterhin zu Eigenspannungen in den einzelnen Bauteilen.

Die Schwinddehnung des Betons setzt sich aus den Anteilen Schrumpfdehnung und Trocknungsschwinddehnung zusammen und darf für den Zeitpunkt $t = \infty$ wie folgt berechnet werden:

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{ca\infty} + \varepsilon_{cd\infty} \quad (1.15)$$

Dabei ist

$\varepsilon_{cs\infty}$ Schwinddehnung des Betons zum Zeitpunkt $t = \infty$

$\varepsilon_{ca\infty}$ Schrumpfdehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$

$\varepsilon_{cd\infty}$ Trocknungsschwinddehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$

In Tabelle 1.9 sind die Endschwindmaße $\varepsilon_{cs\infty}$ (in %) in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse, der Lage des Bauteils und der wirksamen Dicke des Bauteils zusammengestellt (Zementklasse N).

Tabelle 1.9 Endschwindmaß $\varepsilon_{cs\infty}$ (in %)

Zement	Lage des Bauteils (RH in %)	C20/25				C30/37			
		$h_0 = 2 \cdot A_c / u$ [cm]				$h_0 = 2 \cdot A_c / u$ [cm]			
		10	50	100	150	10	50	100	150
Klasse N	50	0,57	0,41	0,41	0,41	0,53	0,39	0,39	0,39
	80	0,33	0,24	0,24	0,24	0,32	0,24	0,24	0,24
Die Werte gelten für Beton, der nicht länger als 14 Tage feucht nachbehandelt wurde und üblichen Umgebungsbedingungen ausgesetzt war (Temperaturen zwischen 10 °C und 30 °C).									

Eine rechnerische Abschätzung der mittleren Schwinddehnungen über einen Querschnitt für beliebige Zeitpunkte t kann mit folgenden Gleichungen erfolgen:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t, t_s) \quad (1.16)$$

mit

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (1.17)$$

$$\varepsilon_{cd}(t, t_s) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (1.18)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2\sqrt{t}) \quad (1.19)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (1.20)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}} \quad (1.21)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / 10)] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (1.22)$$

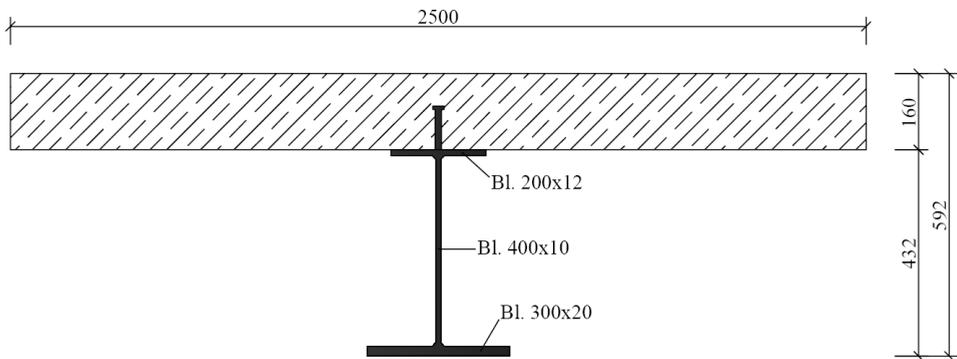
$$\beta_{RH}(RH) = 1,55 \cdot [1 - (RH / 100)^3] \quad (1.23)$$

Dabei ist

- $\varepsilon_{cs}(t)$ Gesamtschwinddehnung des Betons zum Zeitpunkt t
- $\varepsilon_{ca}(t)$ Schrumpfdehnung zum Zeitpunkt t
- $\varepsilon_{cd}(t, t_s)$ Trocknungsschwinddehnung zum Zeitpunkt t
- t Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt [Tage]
- t_s Betonalter bei Austrocknungsbeginn [Tage]
- f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen [N/mm²] ($f_{cm} = f_{ck} + 8$ N/mm²)
- α_{as} Beiwert zur Berücksichtigung des Zementtyps, siehe Tabelle 1.8
- RH relative Luftfeuchte der Umgebung [%]
- h_0 wirksame Bauteildicke [mm] ($h_0 = 2A_c/u$)
- k_h von der wirksamen Querschnittsdicke h_0 abhängiger Beiwert

h_0 [mm]	100	200	300	≥ 500
k_h	1,00	0,85	0,75	0,70

Beispiel: Ermittlung der Kriechzahl und des Schwindmaßes für einen Verbundträger für verschiedene Zeitpunkte



Gegeben: Betonfestigkeitsklasse C20/25
 Zement CEM I 42,5 N
 Relative Luftfeuchte RH 50 % (Innenbauteil)
 $t_0 = 28$ Tage (Belastungsbeginn)
 $t_s = 3$ Tage (Austrocknungsbeginn)

Gesucht: a) Kriechzahlen nach $t = \infty$ und $t = 90$ Tagen
 b) Schwindmaße nach $t = \infty$ und $t = 90$ Tagen

a) Kriechzahl nach $t = \infty$ und $t = 90$ Tagen

Berechnung der wirksamen Bauteildicke h_0 :

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 2500 \cdot 160}{2 \cdot 2500} = 160 \text{ mm}$$

Endkriechzahl nach $t = \infty$ gemäß Tabelle 1.7: $\varphi(\infty, t_0) = 3,10$ (interpoliert)

Kriechzahl nach $t = 90$ Tagen

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \frac{N}{\text{mm}^2} = 20 + 8 = 28 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha = -1$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1,0$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - 50 / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{160}} = 1,92$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{28}} = 3,18$$

$$t_{0,eff} = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^{\alpha} = 28 \cdot \left[\frac{9}{2 + 28^{1,2}} + 1 \right]^{-1} = 24,2 \text{ Tage} \geq 0,5 \text{ Tage}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_{0,eff}^{0,2})} = \frac{1}{(0,1 + 24,2^{0,2})} = 0,50$$

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \\ &= 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot 50)^{18} \right] \cdot 160 + 250 = 490 \leq 1500 \end{aligned}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{-0,3} = \left[\frac{(90 - 28)}{490 + 90 - 28} \right]^{-0,3} = 0,52$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,92 \cdot 3,18 \cdot 0,5 = 3,05$$

Kriechzahl nach $t = 90$ Tagen:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 3,05 \cdot 0,52 = 1,59$$

b) Schwindmaße nach $t = \infty$ und $t = 90$ Tagen

Endschwindmaß nach $t = \infty$ gemäß Tabelle 1.9: $\varepsilon_{cs\infty} = 0,55 \text{ ‰}$ (interpoliert)

Schwindmaß nach $t = 90$ Tagen

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (20 - 10) \cdot 10^{-6} = -2,5 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2\sqrt{t}) = 1 - \exp(-0,2\sqrt{90}) = 0,85$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,85 \cdot (-2,5 \cdot 10^{-5}) = -2,125 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}} = \sqrt{\frac{(90 - 3)}{(90 - 3) + 0,04 \cdot \sqrt{160^3}}} = 0,72$$

$$\alpha_{ds1} = 4 \quad \alpha_{ds2} = 0,12$$

$$\beta_{RH}(RH) = 1,55 \cdot [1 - (RH / 100)^3] = 1,55 \cdot [1 - (50 / 100)^3] = 1,36$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / 10)] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \\ &= 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot 4) \cdot \exp(-0,12 \cdot 28 / 10)] \cdot 10^{-6} \cdot 1,36 = 5,45 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

$$k_h = 0,91 \quad \text{interpoliert}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd}(t, t_s) &= \beta_{ds}(t - t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \\ &= 0,72 \cdot 0,91 \cdot 5,45 \cdot 10^{-4} = 3,57 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs}(t) &= \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t, t_s) \\ &= -2,125 \cdot 10^{-5} - 3,57 \cdot 10^{-4} = 3,8 \cdot 10^{-4} = -0,38\text{‰} \end{aligned}$$

1.5.2 Baustahl

Für die charakteristischen Werte des Baustahls gilt die DIN EN 1993-1.

Tabelle 1.10 Charakteristische Werte für Baustahl

Werkstoffnorm und Stahlsorte	Erzeugnisdicke t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²
EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	490	335	470
S450	440	550	410	550

f_y – Streckgrenze in N/mm²

f_u – Zugfestigkeit in N/mm²

1.5.3 Betonstahl

Es gilt DIN EN 1992-1-1. Die Stahlsorte gibt den Wert der charakteristischen Streckgrenze f_{sk} in N/mm² an. Bei Querschnitten der Klasse 1 und 2 und der Berechnung der vollplastischen Querschnittstragfähigkeit darf bei auf Zug beanspruchten Betongurten nur Betonstahl mit hoher Duktilität verwendet werden. Geschweißte Betonstahlmatten dürfen in der Regel bei einer Berechnung nach der Fließgelenktheorie nur berücksichtigt werden, wenn eine ausreichende Duktilität zur Verhinderung eines vorzeitigen Versagens nachgewiesen wird.

1.5.4 Kopfbolzendübel

Grenzscherkraft in Vollbetonplatten

Die Grenzscherkraft eines Kopfbolzendübels, bei dem ein automatisches Schweißverfahren nach DIN EN ISO 14555 verwendet wird und der Schweißwulst normale Abmessungen nach DIN EN ISO 13918 aufweist, ergibt sich aus dem jeweiligen kleineren Wert der nachfolgenden Gleichungen:

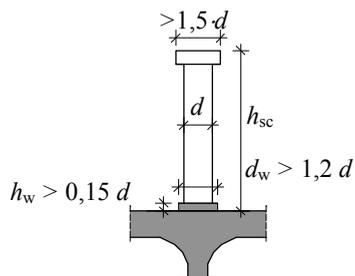


Abb. 1.8 Kopfbolzendübel

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_V(1,25)} \quad (a) \quad (1.24)$$

oder

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_V(1,50)} \quad (b) \quad (1.25)$$

Gültigkeitsbereich: $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

Es bedeuten:

d Schaftdurchmesser des Dübels

h_{sc} Gesamthöhe des Bolzens

f_u spezifizierte Zugfestigkeit des Bolzenmaterials, die jedoch höchstens mit 500 N/mm^2 in Rechnung gestellt werden darf

f_{ck} charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons im maßgebenden Alter

E_{cm} Mittelwert des Sekantenmoduls für den Beton

$\alpha = 0,2 \cdot [(h_{sc} / d) + 1]$ für $3 \leq h_{sc} / d \leq 4$

$\alpha = 1$ für $h_{sc} / d > 4$

Tabelle 1.11 Grenzscherkräfte P_{Rd} in kN für Kopfbolzendübel mit $h_{sc}/d > 4$

d mm	(a) f_u in N/mm^2		(b) mit $\alpha = 1$					
	500	450 (Profilbleche)	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	$\geq \text{C45/55}$
25	157	(141)	93,6	106	120	132	143	nach (a)
22	122	(109)	72,5	82,4	93,1	102	111	nach (a)
19	90,7	(81,7)	54,1	61,4	69,4	76,1	82,6	nach (a)
16	64,3	(57,9)	38,3	43,6	49,2	54,0	58,6	nach (a)

Kopfbolzendübel bei Profilblechen

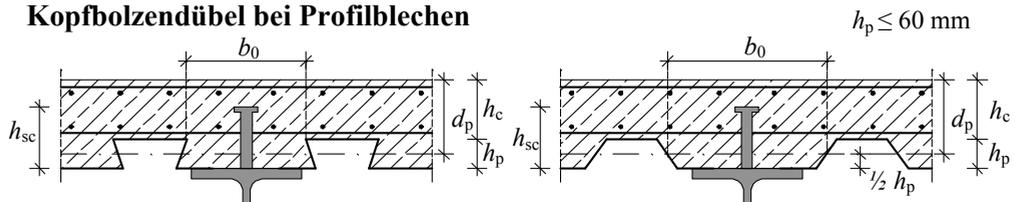


Abb. 1.9 Profilbleche mit Rippen parallel zum Träger

Bei parallel zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen liegen die Dübel in einem Bereich des Betongurtes, der die Gestalt einer Voute hat. Die Grenzscherkraft des Dübels ist aus der Grenzscherkraft für Vollbetonplatten

durch Multiplikation mit dem nachfolgenden Abminderungsbeiwert k_1 zu bestimmen.

$$k_1 = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad \text{mit } h_{sc} \leq h_p + 75 \text{ mm} \quad (1.26)$$

Bei senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Profilblechen ist die Grenzscherkraft des Dübels aus der Grenzscherkraft für Vollbetonplatten durch Multiplikation mit dem nachfolgenden Abminderungsbeiwert k_t zu bestimmen, wenn die Profilblechhöhe h_p kleiner als 85 mm, die Rippenbreite b_0 nicht kleiner als h_p und der Schaftdurchmesser der Dübel bei Anwendung der Durchschweißtechnik nicht größer als 20 mm bzw. bei vorgelochten Profilblechen nicht größer als 22 mm ist.

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \quad (1.27)$$

n_r Anzahl der Dübel je Rippe, maximal 2

Tabelle 1.12 Grenzwerte $k_{t,max}$ für den Abminderungsfaktor k_t

Anzahl der Dübel je Rippe	Blechdicke t des Profilbleches [mm]	Durch die Profilbleche geschweißte Dübel $\varnothing < 20$ mm	Vorgelochte Profilbleche und Dübel $\varnothing 19$ und 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,00	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

1.6 Dauerhaftigkeit

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Verbundtragwerken sind in DIN EN 1994-1-1 für die Stahl- und Betonbauteile durch einen Verweis auf die jeweilige Grundnorm DIN EN 1993-1-1 bzw. DIN EN 1992-1-1 geregelt. Für Stahlbauteile sind somit die Grundsätze der DIN EN 1993-1-1 für die Konstruktion zu beachten. Die Dauerhaftigkeit für Betonbauteile wird durch chemische und physikalische Einwirkungen aus den Umgebungsbedingungen beeinflusst.

Für Stahlbauteile von Verbundtragwerken müssen im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit, insbesondere der Korrosionsschutz, die korrosionsgerechte konstruktive Durchbildung nach DIN EN 1993-1-1 beachtet werden. Spezielle Anforderungen an die Verbundmittel sind in DIN EN 1994-1-1 im Abschnitt 4.2 geregelt. Mit den Anforderungen an die Dauerhaftigkeit bei Betonbauteilen soll sichergestellt werden, dass Tragwerke oder einzelne Bauteile über die

vorgesehene Nutzungsdauer gegenüber allen möglichen Einwirkungen aus Lasten, Zwangsbeanspruchungen oder Umwelteinflüssen bei einer ausreichenden Wartung und Instandhaltung genügend standhalten.

Um die Dauerhaftigkeit eines Betonbauteils sicherzustellen, sind gemäß DIN EN 1992-1-1 folgende Punkte zu beachten:

1. Bemessung gemäß den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit
2. Konstruktive Durchbildung der Bauteile unter Beachtung einer ausreichenden Betondeckung gemäß den Anforderungen für die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit
3. Zusammensetzung der Betone sowie Beachtung weiterer beton-technologischer Maßnahmen gemäß DIN EN 206-1 [N9] sowie DIN 1045-2 [N10]
4. Bauausführung und Bauüberwachung gemäß DIN 1045-3 [N11] (z. B. Hinweise zum Betonieren, Nachbehandlung usw.)

Werden die zuvor genannten Aspekte eingehalten, so kann man nach heutigem Wissen davon ausgehen, dass bei einem üblichen Wartungsintervall Bauteile mindestens 50 Jahre dauerhaft sind.

1.6.1 Expositionsklassen

Mit Hilfe der Expositionsklassen sind Umweltbedingungen festgelegt, die für die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen relevant sind. Hierbei wird zwischen Umweltbedingungen (Expositionsklassen) unterschieden, die

- eine Bewehrungskorrosion oder
- einen Betonangriff auslösen können.

Tabelle 1.13 Expositionsklassen

Bewehrungskorrosion		Betonangriff	
XC	Carbonatisierung (C arbonation)	XF	Frost und Frost-Tausalz (F reezing)
XD	Chloride (D eicing salt)	XA	Chemischer Angriff (C hemical A ttack)
XS	Chloride aus Meerwasser (S seawater)	XM	Mechanischer Verschleiß (M echanical Abrasion)
Kein Angriffsrisiko			
X0		Kein Angriffsrisiko	

Die einzelnen Expositionsklassen werden zusätzlich entsprechend dem Grad des Angriffs mit 1 (geringer Angriff) bis maximal 4 (starker Angriff) abgestuft.

Korrosion der Betonstahlbewehrung

Die beiden wichtigsten Korrosionsprobleme der Betonstahlbewehrung in Betonbauteilen sind:

- Korrosion infolge Carbonatisierung des Betons (Expositionsklasse XC)
 - Korrosion durch erhöhte Chloridgehalte (Expositionsklasse XD und XS).
- Junger Beton bildet während der Hydratation Calciumhydroxid (Ca(OH)_2) mit einem pH-Wert von über 12,5. In dieser stark alkalischen Umgebung wird die Oberfläche des Betonstahls passiviert und hiermit gegen Korrosion geschützt. Kommt es zum Eintritt von Kohlendioxid CO_2 in den oberflächennahen Beton, so führt dies zur Carbonatisierung unter Bildung von Calciumcarbonat CaCO_3 und Wasser ($\text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 \rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$).

Diese Reaktion führt zu einer starken Reduzierung des pH-Wertes und somit zu einer Neutralisierung des Betons im Bereich der oberflächennahen Bewehrung. Sinkt der pH-Wert unter ca. 9,5 ab, so wird die passivierende Schutzschicht der Betonstahloberfläche aufgehoben und es kann zur Korrosion der Bewehrung kommen (siehe Abb. 1.10), sofern Sauerstoff und Feuchtigkeit bis zum Stahl vordringen können.



Abb. 1.10 Typischer Carbonatisierungsschaden

Zusammenfassend kann somit festgestellt werden, dass eine Korrosion von Bewehrungsstahl in Betonbauteilen nur dann möglich ist, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

1. Die Passivität des Betonstahls ist aufgehoben.
2. Es ist ein elektrischer Potentialunterschied vorhanden.
3. Der Bewehrungsstahl ist von einem Elektrolyt umgeben.
4. Der Sauerstoff hat zum Betonstahl Zutritt.

Ist im Beton eine ausreichende Menge an Chloriden vorhanden, so verläuft die Korrosion gegenüber der zuvor beschriebenen Korrosion in carbonatisiertem Beton verändert ab. Gebundene Chloride bis etwa 0,4 % der Zementmasse sind

in der Regel unschädlich. Bei höheren Chloridgehalten sind ausreichend viele Chloride gelöst und diese können die Passivschicht des Betonstahls durchdringen und flächenhaft Rost verursachen. Hierfür müssen jedoch zusätzlich die zuvor genannten Bedingungen 2 bis 4 der Korrosion aufgrund von carbonatisiertem Beton vorhanden sein. Aufgrund der zuvor beschriebenen Gefahren für die Korrosion der Betonstahlbewehrung durch Carbonatisierung des Betons und Einwirkung von Chloriden müssen die einzelnen Bauteile in die entsprechenden Expositionsklassen der Tabelle 1.14 eingeteilt werden. Einzelne Bauteile können auch mehreren Expositionsklassen zugeordnet werden. Aufgrund der Festlegung der entsprechenden Expositionsklassen müssen dann die entsprechenden Mindestbetonfestigkeitsklassen und Betondeckungen beachtet werden.

Tabelle 1.14 Expositionsklassen für Bewehrungskorrosion

Expositionsklassen für Bewehrungskorrosion			Beispiele für die Zuordnung	Mindestbetonfestigkeitsklasse
Kein Angriffsrisiko	X 0	Kein Angriffsrisiko	Unbewehrte Bauteile	C12/15
	Carbonatisierungsinduzierte Korrosion ^{a)}	XC 1	Trocken oder ständig nass	Innenbauteile, Bauteile unter Wasser
XC 2		Nass, selten trocken	Wasserbehälter, Gründungsbauteile	C16/20
XC 3		Mäßige Feuchte	Außenbauteile, Feuchträume	C20/25
XC 4		Wechselnd nass und trocken	Wechselwasserzonen, Bauteile mit direkter Beregnung	C25/30
Chloridinduzierte Korrosion	XD 1	Mäßige Feuchte	Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen	C30/37 ^{c)}
	XD 2	Nass, selten trocken	Schwimmbecken	C35/45 ^{c)}
	XD 3	Wechselnd nass und trocken	Spritzwasserbereich, Parkdecks ^{b)}	C35/45 ^{c)}
Chloridinduzierte Korrosion aus Meerwasser	XS 1	Salzhaltige Luft	Außenbauteile in Küstennähe	C30/37 ^{c)}
	XS 2	Unter Wasser	Hafenbecken	C35/45 ^{c)}
	XS 3	Gezeiten, Spritzwasser- und Sprühnebelbereich	Kaimauer	C35/45 ^{c)}

a) b) c) Fußnoten siehe Tabelle 1.15

Betonangriff

Der Betonangriff wird im Rahmen der DIN EN 206-1 und DIN EN 1992-1-1 durch drei unterschiedliche Angriffsarten berücksichtigt:

- Angriff durch Frost- oder Frost-Tausalz-Beanspruchung (Expositionsklasse XF)
- Chemischer Angriff (Expositionsklasse XA)
- Beanspruchung durch mechanischen Verschleiß (Expositionsklasse XM)

Frost- und Frost-Tausalz-Schäden an Betonbauteilen treten in erster Linie aufgrund der Volumenzunahme von ca. 10 Vol-% beim Phasenübergang von Wasser zu Eis auf. Steht kein Expansionsraum zur Verfügung, so entsteht ein Innendruck im Bauteil, der bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit zu Abplatzungen und somit zu typischen Frostschäden führt.

Die schädigende Wirkung des Frostes wird durch gleichzeitigen Einsatz von Taumittel noch verstärkt. In DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 wird bei der Festlegung der Expositionsklassen zwischen vier Angriffsstufen des Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriffs auf den Beton unterschieden (Angriffsgrad XF 1 bis XF 4).

Betonkonstruktionen können durch die Einwirkung von Säuren, Salzen, Sulfate usw. chemisch angegriffen werden. Je nach Wirkungsweise der angreifenden Stoffe wird zwischen lösenden Angriffen (Säuren, salzhaltige Verbindungen und Laugen) und treibenden Angriffen (Laugen) unterschieden. DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 unterscheiden bei der Festlegung der Expositionsklassen zwischen drei Stufen des chemischen Angriffs auf den Beton (Angriffsgrad XA 1 bis XA 3).

Bei Verschleißbeanspruchungen von Betonkonstruktionen wird zwischen schleifender oder rollender Beanspruchung durch Verkehr (z. B. Hallenböden oder Fahrbahnen), rutschender Beanspruchung durch Schüttgut (z.B. Lagerflächen) und stoßartiger bzw. schlagender Beanspruchung (z. B. in Werkstätten) unterschieden. DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 unterscheiden drei Angriffsstufen durch Verschleißbeanspruchung des Betons (Angriffsgrad XM 1 bis XM 3).

Tabelle 1.15 Expositionsklassen für Betonangriffe

Expositionsklassen für Betonangriff			Beispiele für die Zuordnung	Mindestbetonfestigkeitsklasse
Frost-Tausalz-Angriff	XF 1	Mäßige Wassersättigung ohne Taumittel	Außenbauteile	C25/30
	XF 2	Mäßige Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen	C25/30 ^{e)} C35/45
	XF 3	Hohe Wassersättigung ohne Taumittel	Wasserbehälter, Wasserwechselzonen (Süßwasser)	C25/30 ^{e)} C35/45
	XF 4	Hohe Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	Tausalzbehandelte Flächen, Spritzwasserbereich, Parkdecks ^{b)}	C30/37 ^{e) f)} C40/50 ^{h)}
Chemisch angreifende Umgebung	XA 1	Schwach angreifend	Behälter an Kläranlagen	C25/30
	XA 2	Mäßig angreifend	Betonangreifende Böden	C35/45 ^{c)}
	XA 3	Stark angreifend	Stark angreifende Abwässer	C35/45 ^{c)}
Verschleißbeanspruchung	XM 1	Mäßiger Verschleiß	Verkehrsflächen	C30/37 ^{c)}
	XM 2	Schwerer Verschleiß	Gabelstaplerverkehr	C30/37 ^{c) g)} C35/45 ^{c)}
	XM 3	Extremer Verschleiß	Verkehr mit Kettenfahrzeugen	C35/45 ^{c)}
<p>a) Die Feuchteangaben beziehen sich auf den Zustand innerhalb der Betondeckung der Bewehrung. Im Allgemeinen kann angenommen werden, dass die Bedingungen in der Betondeckung den Umgebungsbedingungen des Bauteils entsprechen. Dies braucht nicht der Fall zu sein, wenn sich zwischen dem Beton und seiner Umgebung eine Sperrschicht befindet.</p> <p>b) Ausführung nur mit zusätzlichen Maßnahmen (z. B. rissüberbrückende Beschichtung).</p> <p>c) Bei Verwendung von Luftporenbeton, z. B. auf Grund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Festigkeitsklasse niedriger; siehe auch Fußnote e).</p> <p>d) Grenzwerte für Expositionsklassen bei chemischem Angriff siehe DIN EN 206-1 und DIN 1045-2.</p> <p>e) Diese Mindestbetonfestigkeitsklassen gelten für Luftporenbeton mit Mindestanforderungen an den mittleren Luftgehalt im Frischbeton unmittelbar vor dem Einbau nach DIN 1045-2.</p> <p>f) Erdfeuchter Beton mit $w/z \leq 0,40$ auch ohne Luftporen.</p> <p>g) Diese Mindestbetonfestigkeitsklasse erfordert eine Oberflächenbehandlung des Betons nach DIN 1045-2, z. B. Vakuumieren und Flügelglätten des Betons.</p> <p>h) Bei Räumlerlaufbahnen ohne Luftporen.</p>				