

# I Beton

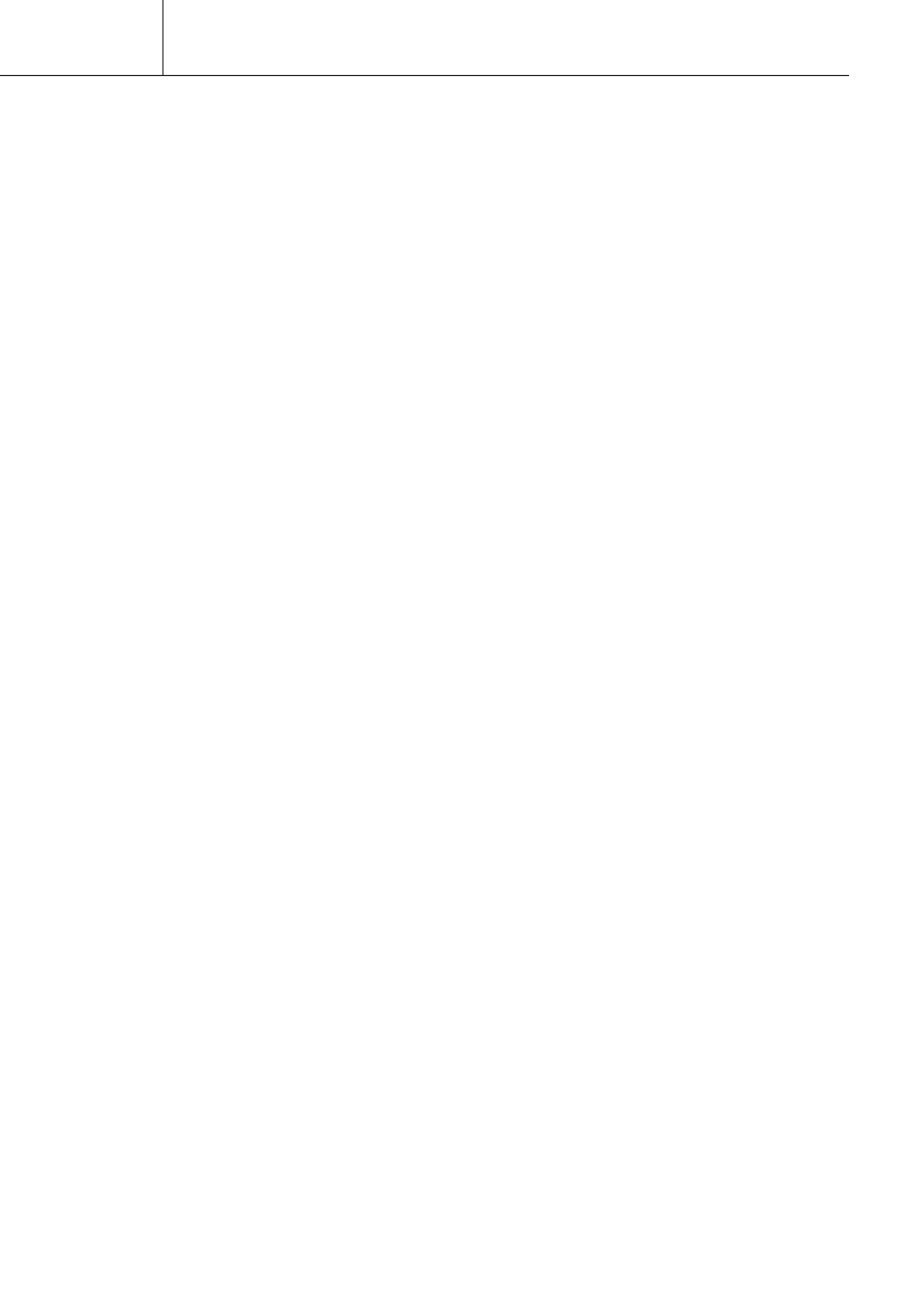
**Harald S. Müller, Karlsruhe**

**Udo Wiens, Berlin**

COPYRIGHTED MATERIAL

*Beton-Kalender 2016: Beton im Hochbau, Silos und Behälter.*

Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner  
© 2016 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. Published 2015 by Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.



# 1 Einführung und Definition

## 1.1 Allgemeines

Beton im Hochbau sowie Silos und Behälter bilden die beiden Schwerpunktthemen des diesjährigen Beton-Kalenders. Sie spannen einen weiten Bogen verschiedenster Anforderungen an Beton, denen aber dank der heute verfügbaren technologischen Möglichkeiten umfänglich entsprochen werden kann.

Die in den letzten Jahrzehnten vollzogene Weiterentwicklung des Baustoffs Beton vom früheren 3-Stoffsystem Zement/Wasser/Gesteinskörnung zum heutigen 5-Stoffsystem, unter zusätzlicher Verwendung von besonders leistungsfähigen Betonzusatzmitteln und Betonzusatzstoffen war der Schlüssel für verschiedene Innovationen in der Betonbautechnik. Darüber hinaus ermöglicht dieses 5-Stoffsystem die Ausschöpfung des technologischen Leistungsspektrums von Beton in Bezug auf seine Frisch- und Festbetoneigenschaften.

Der Hochbau ist eines der klassischen Einsatzgebiete des Betons. Neben den üblichen technologischen Anforderungen für das Bauen mit Beton in diesem Einsatzgebiet spielen die Wirtschaftlichkeit und heute insbesondere auch die Nachhaltigkeit eine zentrale Rolle. Filigrane Konstruktionen, oftmals aus Fertigteilen, genügen in diesem Anwendungsfeld nicht nur ästhetischen Ansprüchen, sondern gehen auch mit einem geringen Massenverbrauch einher, was sich in einer Nachhaltigkeitsbilanz positiv niederschlägt. Um den heutigen Ansprüchen zu genügen, muss das Leistungspotenzial moderner Betone voll ausgeschöpft werden. In diesem Zusammenhang spielen verschiedene Sonderbetone, aber z. B. auch die Lebensdauerbemessung, eine wichtige Rolle. Hierzu finden sich wesentliche Informationen sowie einige Abschnitte in diesem Beitrag.

Der Bau von Silos und Behältern geht nicht nur mit besonderen Anforderungen an die Statik und Konstruktion einher, er verlangt auch vom Werkstoff Beton selbst eine hohe Robustheit und Zuverlässigkeit. Neben den mechanischen und abrasiven Beanspruchungen, oftmals bei erhöhten Temperaturen, gehen von den Füllgütern in vielen Fällen auch chemische Beanspruchungen aus, denen der Beton widerstehen muss. Andererseits spielen die Dichtheit der Betonmatrix und die Rissefreiheit der Querschnitte eine große Rolle. Betontechnologische Maßnahmen können hierbei den ausschlaggebenden Beitrag leisten. Auch diese Themen werden im vorliegenden Beitrag adressiert.

Wie die vorangehenden Ausführungen verdeutlichen, umfassen die Schwerpunktthemen des Beton-Kalenders ein breites Spektrum an Anforderungen an den Baustoff Beton. Daher ist es wie in vorangegangenen Ausgaben angebracht, zunächst die grundlegenden stofflichen und technologischen Eigenschaften dieses Baustoffs darzustellen. Dieses Wissen bildet den Ausgangspunkt für die Behandlung bzw. das Verständnis der Eigenschaften spezieller Betonarten, aber auch die Grundlage für die Optimierung einer Betonrezeptur im Lichte der jeweiligen spezifischen Einwirkungen bzw. Anforderungen.

Das gesamte Kapitel wurde wie üblich auf den neuesten Stand der Technik gebracht. Dies schließt insbesondere auch die Verweise auf Normen und Richtlinien sowie weiterführende Literatur ein. Damit ergibt sich für den Leser ein aktueller und vollständiger Überblick. Dieser lässt auch die Vorzüge des Baustoffs Beton bei der Realisierung anspruchsvoller Bauaufgaben unschwer erkennen.

## 1.2 Definition

Beton war schon in der Antike ein bewährter Baustoff. Bereits die Phönizier, Griechen und Römer haben damit gebaut, wenn auch die Zusammensetzung nicht ganz der heutigen Betonzusammensetzung entspricht [1.1]. Der heutige Beton wird aus Zement, Gesteinskörnungen (früher und auch heute häufig noch als Betonzuschlag bezeichnet), Wasser und meist noch mit Betonzusatzstoffen und Betonzusatzmitteln hergestellt. Das Gemisch aus Zement und Wasser bewirkt beim Frischbeton die Verarbeitbarkeit und den Zusammenhalt. Beim erhärteten Beton sichert es die Verkitung der Gesteinskörner und damit das Zustandekommen der Festigkeit und der Dichtheit des Betons.

Beton wird vereinfacht als ein Zweiphasensystem aufgefasst, das beim Frischbeton aus Zementleim und Gesteinskörnung und beim erhärteten Beton aus Zementstein und Gesteinskörnung besteht. Mit der Betrachtung des Betons als Zweiphasensystem können einige betontechnologische Zusammenhänge klarer dargestellt und die Eigenschaften des frischen und des erhärteten Betons sinnvoller erklärt werden. Aus dieser Betrachtungsweise ergeben sich auch die wesentlichsten *Einflussgrößen* für die Eigenschaften des Betons. Für Beton mit geschlossenem Gefüge sind dies:

- die Eigenschaften des Zementsteins,
- die Eigenschaften der Gesteinskörnung,
- der Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung.

*Beton-Kalender 2016: Beton im Hochbau, Silos und Behälter.*

Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner

© 2016 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. Published 2015 by Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.

Unter diesen drei Einflussgrößen sind die Eigenschaften des Zementsteins für viele, aber nicht für alle Anwendungsfälle die wichtigsten. Der Zementstein wird von einem System sehr feiner Poren durchzogen und weist je nach Zusammensetzung und Alter eine mehr oder weniger hohe Porosität auf. Das Porensystem des Zementsteins ist für die mechanischen Eigenschaften, die Dauerhaftigkeit und die Dichtheit eines Betons von ausschlaggebender Bedeutung. Die betontechnologischen Parameter, welche das Porensystem des Zementsteins bestimmen, sind der Wasserzementwert (das Gewichtsverhältnis von Wasser zu Zement) und der Hydratationsgrad (der Gewichtsanteil des Zements, der zu einem bestimmten Zeitpunkt mit Wasser reagiert hat). Der Hydratationsgrad hängt damit vom Alter des Betons, von der Dauer und der Güte der Nachbehandlung und den Standort- und Klimaverhältnissen ab. Aber auch Art und Festigkeitsklasse des Zements sowie Betonzusätze können das Porensystem des Zementsteins maßgebend beeinflussen.

Moderne Betone werden heute meist unter Verwendung von Betonzusatzmitteln und Betonzusatzstoffen hergestellt (s. hierzu Abschn. 2.3 und 2.4). Bei den Betonzusatzstoffen dominiert die Flugasche, die als puzzolanischer Stoff, ebenso wie der Silicastaub, auf den Zement in einer bestimmten Menge angerechnet werden darf. Für das aus dem Gemisch von Zement und Puzzolan entstehende Bindemittel gelten die vorangehenden Ausführungen sinngemäß.

Die Gesteinskörnung nimmt im Normalfall etwa 70% des Betonvolumens ein. Da sie in vielen Fällen fester, steifer und auch dichter als der Zementstein ist, beeinflusst sie bei Normalbeton weniger die Festigkeit als vielmehr seine Steifigkeit, das heißt den Elastizitätsmodul und die Rohdichte des Betons. Die Gesteinskörnungen können in ihrer Struktur und ihren mechanischen Eigenschaften kaum verändert werden, wohl aber in ihrer Korngrößenverteilung, die sich vorrangig auf die Eigenschaften des Frischbetons auswirkt. Da die Korngrößen der Gesteinskörnungen von Bruchteilen von Millimetern bis zu mehreren Zentimetern reichen können, ist es für manche Problemstellungen von Vorteil, zwischen den beiden Phasen Feinmörtel und Grobzuschlag anstelle von Zementstein und Gesteinskörnung zu unterscheiden. Betonzusätze, insbesondere Zusatzstoffe, können sowohl der Phase Zementstein als auch der Phase Feinmörtel zugeordnet werden. Für die Herstellung moderner Hochleistungsbetone wie selbstverdichtender Beton, ultrahochfester Beton und nachhaltiger (bindemittelarmer) Beton ist es notwendig, dass insbesondere die Korngrößenverteilung im Feinstkornbereich (Korndurchmesser  $< 0,125$  mm) optimiert wird.

Der Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung gehört zwar zu den drei wichtigsten Ein-

flussgrößen für die Eigenschaften des Betons, er kann aber, für sich allein behandelt, mit baupraktischen Mitteln nur sehr schwer beeinflusst werden. Seine Größe wird damit von den beiden anderen Einflussgrößen, den Eigenschaften des Zementsteins und der Gesteinskörnung, bestimmt.

Betontechnologische Fragen und die Konformität der Eigenschaften sind in Deutschland in Normen geregelt, und zwar in DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 für Normalbeton, gefügedichten Leichtbeton und Schwerbeton. Prüfverfahren sind in den Normenreihen DIN EN 12350 für Frischbeton und DIN EN 12390 für Festbeton festgelegt. Weitere Normen gelten für die Ausgangsstoffe, so DIN EN 197 für Zement, DIN EN 12620 für Gesteinskörnungen, DIN EN 450 für Flugasche, DIN EN 13263 für Silicastaub und DIN EN 934 für Betonzusatzmittel.

Die gesamte Normenreihe für den Betonbau setzt sich nach Umstellung auf den Eurocode 2 und der Herausgabe der europäischen Ausführungsnorm nunmehr aus folgenden vier Teilen zusammen:

DIN EN 1992-1-1: „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“ in Verbindung mit dem Nationalen Anhang, DIN EN 1992-1-1/NA.

DIN EN 206-1: „Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität“ in Verbindung mit DIN 1045-2.

DIN EN 13670: „Ausführung von Tragwerken aus Beton“ in Verbindung mit DIN 1045-3.

DIN 1045-4: Ergänzende Regeln für Herstellung und Überwachung von Fertigteilen.

Die folgenden Ausführungen nehmen vorwiegend auf die deutschen Normen Bezug, berücksichtigen aber auch den CEB-FIP Model Code 1990 [1.2], insbesondere aber den *fib* Model Code 2010 [6.41].

## 1.3 Klassifizierung von Beton

### 1.3.1 Betonarten

Je nach Zusammensetzung, Erhärtungsgrad, besonderen Eigenschaften etc. kann Beton nach verschiedenen Betonarten eingeteilt werden:

- Nach der Rohdichte: Leichtbeton (Trockenroh-dichte bis  $2,0 \text{ kg/dm}^3$ ), Normalbeton (Trockenroh-dichte über  $2,0$  bis  $2,6 \text{ kg/dm}^3$ ), Schwerbeton (Trockenroh-dichte über  $2,6 \text{ kg/dm}^3$ ).
- Nach dem Erhärtungszustand: Frischbeton, junger Beton und Festbeton.
- Nach der Konsistenz: z. B. steifer Beton, plastischer Beton, weicher Beton, fließfähiger Beton, selbstverdichtender Beton.
- Nach Eigenschaft bzw. Anwendung: z. B. hochfester Beton, Beton mit hohem Wassereindring-

widerstand (wasserundurchlässiger Beton), Beton mit hohem Frostwiderstand, Beton mit hohem Widerstand gegen chemische Angriffe, Beton mit hohem Verschleißwiderstand, Beton mit hohem Widerstand gegen erhöhte Temperaturen, Straßenbeton, Strahlenschutzbeton, Sichtbeton, Mass beton, flüssigkeitsdichter Beton.

- Nach der Betonzusammensetzung: z. B. Kies-sandbeton, Splittbeton, Basaltbeton, Barythbeton, Bimsbeton, Styroporbeton, Holzbeton, Faserbeton.
- Nach dem Ort der Herstellung und Verwendung: z. B. Baustellenbeton, werkgemischter und fahrzeuggemischter Transportbeton, Ortbeton, Betonwaren, Betonfertigteile.
- Nach dem Gefüge: z. B. Beton mit geschlossenem Gefüge, haufwerksporiger Beton, Einkornbeton, Porenbeton, Schaumbeton, Luftporenbeton.
- Nach der Bewehrung: z. B. unbewehrter und bewehrter Beton, aber auch Faserbeton, Stahlbeton und Spannbeton, Textilbeton.
- Nach dem Fördern, Verarbeiten und Verdichten: z. B. Pumpbeton, Spritzbeton, Ausgussbeton (Prepac, Colcrete), Unterwasserbeton, Stampfbeton, Rüttelbeton, selbstverdichtender Beton, Schleuderbeton, Walzbeton, Pressbeton, Schockbeton, Vakuumbeton.

Für weitere Hinweise siehe die nachfolgenden Abschnitte sowie [0.1] und [1.3].

### 1.3.2 Betonklassen

In nationalen und internationalen Vorschriften für Beton ist es üblich, Beton nach seiner *Druckfestigkeit* zu klassifizieren. Die Festigkeitsklasse eines Betons ist zugleich einer der Ausgangswerte für den statischen Nachweis einer Betonkonstruktion. Die Festigkeitsklassen nach DIN EN 206-1 sind in den Tabellen 1 und 2 angegeben. Tabelle 1 gilt für Normal- und Schwerbeton, Tabelle 2 für gefügedichten Leichtbeton. Die Kurzbezeichnung gibt mit der ersten Zahl die charakteristische Druckfestigkeit in  $\text{N/mm}^2$  an, gemessen am Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Länge von 300 mm, die zweite Zahl die Druckfestigkeit, gemessen am Würfel mit 150 mm Kantenlänge. Der statistische Begriff „charakteristisch“ bezieht sich auf das 5%-Quantil der Grundgesamtheit, siehe auch Abschnitt 6.2.3. „C“ steht für Normal- und Schwerbeton, „LC“ für Leichtbeton. Da die Druckfestigkeit einer Betonprobe von ihrer Größe und Gestalt sowie von den Erhärtungsbedingungen, denen sie ausgesetzt war, abhängt, müssen bei einer Einteilung in Festigkeitsklassen die Probenabmessungen, die Lagerungsbedingungen und das Beton-

**Tabelle 1.** Festigkeitsklassen für Normal- und Schwerbeton nach DIN EN 206-1

Festigkeitsklasse	$f_{\text{ck,cyl}}$ $\text{N/mm}^2$	$f_{\text{ck,cube}}$ $\text{N/mm}^2$
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60
C55/67	55	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C80/95	80	95
C90/105 <sup>1)</sup>	90	105
C100/115 <sup>1)</sup>	100	115

<sup>1)</sup> Für Beton der Festigkeitsklassen C90/105 und C100/115 bedarf es weiterer auf den Verwendungszweck abgestimmter Nachweise.

**Tabelle 2.** Festigkeitsklassen für Leichtbeton nach DIN EN 206-1

Festigkeitsklasse	$f_{\text{ck,cyl}}$ $\text{N/mm}^2$	$f_{\text{ck,cube}}$ $\text{N/mm}^2$
LC8/9	8	9
LC12/13	12	13
LC16/18	16	18
LC20/22	20	22
LC25/28	25	28
LC30/33	30	33
LC35/38	35	38
LC40/44	40	44
LC45/50	45	50
LC50/55	50	55
LC55/60	55	60
LC60/66	60	66
LC70/77 <sup>1)</sup>	70	77
LC80/88 <sup>1)</sup>	80	88

<sup>1)</sup> Für Leichtbeton der Festigkeitsklassen LC70/77 und LC80/88 bedarf es weiterer auf den Verwendungszweck abgestimmter Nachweise.

alter, zu dem die Bestimmung der Betondruckfestigkeit erfolgt, festgelegt sein.

Die Festigkeitswerte beziehen sich auf die Prüfung im Alter von 28 Tagen nach einer Lagerung im Feuchtraum oder unter Wasser (EN 12390-2). Wird nach DIN EN 12390-2 Ber 1:2012-02, 7 Tage feucht und 21 Tage im Normalklima 20°C/65 % r. F. gelagert, müssen die Werte wie folgt umgerechnet werden:

- Normalbeton bis C50/60:  
 $f_{ck,EN} = 0,92 f_{ck,DIN}$
- Hochfester Normalbeton ab C55/67:  
 $f_{ck,EN} = 0,95 f_{ck,DIN}$

Soll bei hochfestem Beton statt an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge an Würfeln mit 100 mm Kantenlänge geprüft werden, gilt die Umrechnung:

$$f_{ck,150} = 0,97 f_{ck,100}$$

Für Leichtbeton stehen keine allgemeingültigen Umrechnungsfaktoren hinsichtlich des Größeneinflusses zur Verfügung. Diese müssen jeweils im Labor bestimmt werden. Für die Umrechnung Wasserlagerung/Trockenlagerung gilt der gleiche Wert wie bei hochfestem Beton (0,95; siehe [1.4]).

In der Bemessungsnorm DIN EN 1992-1-1 wird als Betonfestigkeit die Zylinderfestigkeit verwendet. Der Nachweis der Festigkeit durch die Übereinstimmungsprüfung geschieht jedoch im Regelfall am Würfel. Soll der Zylinder verwendet werden, muss dies vor Beginn der Bauausführung vereinbart werden.

Die Festigkeitsklassen C55/67 bis C100/115 und LC55/60 bis LC80/88 sind dem Hochfesten Beton bzw. Hochfesten Leichtbeton vorbehalten. Jeweils die zwei höchsten Festigkeitsklassen können nur mit Zustimmung der Bauaufsicht nach weiteren Nachweisen angewendet werden.

Obwohl heute Betone mit Festigkeiten deutlich über C100/115 hergestellt und in der Praxis angewendet werden, ist deren Einteilung in Klassen nicht gegeben, da sie bisher nicht Gegenstand einer Norm sind (siehe auch Abschnitt 12 „Ultrahochfester Beton“).

Neben den Festigkeitsklassen wird bei Leichtbeton auch zwischen verschiedenen *Rohdichteklassen* unterschieden (siehe Tabelle 3). Eine entsprechende Unterscheidung ist bei Normalbeton nicht erforderlich, da dessen Rohdichte nur in engen Grenzen va-

riiert. Bei Schwerbeton wird die Rohdichte im Versuch oder aus der Mischungszusammensetzung vorab bestimmt, damit sie in der statischen Berechnung entsprechend berücksichtigt werden kann.

DIN EN 206-1 unterscheidet drei Betongruppen: *Beton nach Eigenschaften (nE)*, *Beton nach Zusammensetzung (nZ)* und *Standardbeton*. *Beton nE* bedeutet, dass der Besteller die geforderten Eigenschaften und zusätzliche Anforderungen an den Beton dem Hersteller gegenüber festlegt und dass der Hersteller für die Lieferung eines Betons verantwortlich ist, der die Eigenschaften und Anforderungen erfüllt. Bei *Beton nZ* legt der Besteller die Zusammensetzung des Betons und die zu verwendenden Ausgangsstoffe fest. Der Hersteller ist für die Bereitstellung eines Betons mit der vereinbarten Zusammensetzung verantwortlich. Standardbeton ist ein Normalbeton bis höchstens C16/20. Er ist auf bestimmte Anwendungsfälle begrenzt.

Bei der Bestellung eines *Betons nE* müssen folgende Grundangaben gemacht werden: Bezug auf DIN 1045-2, Festigkeitsklasse, Expositionsklasse des Bauwerks oder Bauteils, Festigkeitsentwicklung im Zusammenhang mit der Nachbehandlung, Größtkorn, Art der Verwendung als unbewehrter Beton, Stahlbeton oder Spannbeton und Konsistenzklasse. Bei Leichtbeton muss die Rohdichteklasse und bei Schwerbeton der Zielwert der Rohdichte festgelegt werden. Falls maßgebend, sind zusätzliche Anforderungen zu definieren und entsprechende Prüfverfahren zu vereinbaren. Hierzu zählen Angaben zu Zementeigenschaften, z. B. niedrige Hydrationswärme oder bestimmte Farbe, zu Eigenschaften der Gesteinskörnung, zum Luftgehalt, zur Frischbetontemperatur, zur Wärmeentwicklung, zur Verarbeitungsdauer, zur Wasserundurchlässigkeit, zur Zugfestigkeit und ggf. zu weiteren technischen Anforderungen. Bei Transportbeton können zusätzliche Bedingungen vereinbart werden, die für Transport und Einbau wichtig sind. Dies sind vor allem Angaben zur Lieferzeit und Abnahmegeschwindigkeit, zu besonderem Transport zur Baustelle und zur Verarbeitungsart, z. B. Pumpen von Leichtbeton. Hinsichtlich der Betonzusammensetzung hat der Hersteller eine beträchtliche Freiheit, aber auch eine große Verantwortung.

Demgegenüber wird bei *Beton nZ* die Betonzusammensetzung genau festgelegt. Die Grundangaben betreffen den Bezug zur DIN 1045-2, den Zement-

**Tabelle 3.** Rohdichteklassen von Leichtbeton nach DIN EN 206-1

Rohdichteklasse	D1,0	D1,2	D1,4	D1,6	D1,8	D2,0
Rohdichte kg/m <sup>3</sup>	≥ 800 und ≤ 1000	> 1000 und ≤ 1200	> 1200 und ≤ 1400	> 1400 und ≤ 1600	> 1600 und ≤ 1800	> 1800 und ≤ 2000

gehalt, die Art und Festigkeitsklasse des Zements, den Wasserzementwert oder die Konsistenzklasse, außerdem die Art der Gesteinskörnung, bei Leichtbeton und Schwerbeton auch die Rohdichte der Gesteinskörnung, das Größtkorn und die Sieblinie, Art und Menge von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen und bei deren Verwendung noch die Herkunft dieser Stoffe und des Zements. Diese Angaben sind als Vorsorge für eventuelle Unverträglichkeiten gedacht. Zusätzliche Angaben können die Herkunft der Betonausgangsstoffe betreffen, die Frischbetontemperatur und eventuell weitere Anforderungen. Beim *Beton nZ* trägt der Besteller eine große Verantwortung für die Eigenschaften des Betons. Er wird einen *Beton nZ* nur bestellen, wenn er die Zusammenhänge zwischen Zusammensetzung und Eigenschaften aus eigener Erfahrung kennt.

*Standardbeton* ist so zusammengesetzt, dass er auch bei gewissen Schwankungen immer noch die vereinbarte Festigkeit erreicht. Die Grundangaben betreffen den Bezug auf DIN 1045-2, die Festigkeitsklasse bis maximal C16/20, die Expositionsklasse des Bauwerks mit der Einschränkung auf X0, XC1 und XC2, die Festigkeitsentwicklung, das Größtkorn und die Konsistenzklasse. Bei Transportbeton können zusätzliche Angaben zur Lieferung gemacht werden. Der Mindestzementgehalt ist in Tabelle 4 festgelegt und soll die vereinbarte Betonfestigkeitsklasse sicher ermöglichen.

Der Zementgehalt nach Tabelle 4 muss vergrößert werden um

- 10 M.-% bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 16 mm und
- 20 M.-% bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 8 mm.

Der Zementgehalt nach Tabelle 4, Zeilen 1–3, darf verringert werden um

- höchstens 10 M.-% bei Zement der Festigkeitsklasse 42,5 und
- höchstens 10 M.-% bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 63 mm.

Die Tabelle zeigt, dass die Konsistenz bei gleicher Festigkeitsanforderung über den Zementgehalt und damit über die Zementleimmenge gesteuert wird.

Unter *Betonsorten* werden Betone eines bestimmten Transportbetonwerks verstanden, die sich z. B. durch Festigkeitsklasse, Zusammensetzung, Konsistenz, Herstellung und ggf. Eignung für bewehrten Beton oder für Beton mit besonderen Eigenschaften unterscheiden.

1.3.3 Betonfamilie

Betone ähnlicher Zusammensetzung können in eine *Betonfamilie* aufgenommen werden, wenn zuverlässliche empirische Beziehungen zwischen deren Eigenschaften bestehen (s. auch [1.5]). Der Prüfaufwand vermindert sich, da die Anzahl der Prüfkörper, die für eine Betonsorte gilt, auf die gesamte Familie angewendet werden kann. Bestehen die Zusammenhänge zwischen den Eigenschaften der einzelnen Betone in der Familie nicht, müssen diese in einem ersten Schritt ermittelt werden. In der Regel wird ein Beton, der im Mittelfeld der Betonfamilie liegt, als Referenzbeton ausgewählt. Auf diesen werden dann die Eigenschaften der anderen Familienmitglieder bezogen. Einschränkend gilt bisher, dass lediglich die 28-Tage-Festigkeit als Eigenschaft verwendet wird, aber grundsätzlich könnten auch andere Eigenschaften, wie z. B. die Zugfestigkeit oder die Carbonatisierungsgeschwindigkeit, verwendet werden. Da die Familie jedoch den Aufwand des Konformitätsnachweises vermindern soll, steht die Druckfestigkeit im Vordergrund.

Betone in einer Familie bestehen aus:

- Zementen gleicher Art, Festigkeitsklasse und Herkunft,
- Gesteinskörnungen gleicher Art und geologischen Ursprungs.

Betone mit puzzolanischen oder latent hydraulischen Zusatzstoffen, Verzögerern mit einer Verzögerungszeit  $\geq 3$  h, Luftporenbildnern und Betonverflüssigern bzw. Fließmitteln, die die Betonfestig-

**Tabelle 4.** Mindestzementgehalt für Standardbeton mit einem Größtkorn von 32 mm und Zement der Festigkeitsklasse 32,5 nach DIN 1045-2

	Festigkeitsklasse des Betons	Mindestzementgehalt in kg je m <sup>3</sup> verdichteten Betons für Konsistenzbereich		
		steif	plastisch	weich
	1	2	3	4
1	C8/10	210	230	260
2	C12/15	270	300	330
3	C16/20	290	320	360



keit beeinflussen, bilden eigene Familien. Hinsichtlich des Festigkeitsbereichs gilt, dass Familien für die Festigkeitsklassen C12/15 bis C55/67 gebildet werden können. Wenn der ganze Bereich erfasst werden soll, müssen mindestens zwei Familien gebildet werden. Hochfester Beton ist aus Betonfamilien ausgeschlossen, da für ihn zusätzliche Konformitätsanforderungen gelten. Leichtbeton ist nicht ausgeschlossen, obwohl jede leichte Gesteinskörnung spezifische Eigenschaften besitzt, die die Festigkeit beeinflussen kann. Schwerbeton ist bisher ausgeschlossen.

Damit das Konzept der Betonfamilien den bisherigen Sicherheitsstandard gewährleistet, müssen alle Familienmitglieder regelmäßig geprüft werden. Ruht die Produktion länger als 12 Monate, wird wie bei der ersten Produktion verfahren, d.h. es soll sichergestellt sein, dass kontinuierliche Erfahrung den Verbleib einer Betonsorte in der Familie rechtfertigt.

## 2 Ausgangsstoffe

### 2.1 Zement

#### 2.1.1 Arten und Zusammensetzung

Zement ist ein hydraulisches Bindemittel und besteht aus fein gemahlenden, nichtmetallischen, anorganischen Stoffen. Mit Wasser vermischt ergibt er Zementleim. Dieser erstarrt und erhärtet durch Hydratationsreaktionen zu Zementstein. Nach dem Erhärten bleibt der Zementstein auch unter Wasser fest und raumbeständig. In seinen Eigenschaften unterscheidet sich Zement von anderen hydraulischen Bindemitteln, z.B. den hydraulischen oder hochhydraulischen Kalken, durch seine schnellere Festigkeitsentwicklung und häufig auch durch seine höhere Druckfestigkeit.

Hauptbestandteile von Zement nach DIN EN 197-1 können sein:

- Portlandzementklinker (K)
- Hüttensand (granulierte Hochofenschlacke) (S)
- natürliche Puzzolane (P, Q)
- Flugasche (V, W)
- gebrannter Schiefer (T)
- Kalkstein (L, LL)
- Silicastaub (D)

Darüber hinaus können die Zemente Calciumsulfat zur Erstarrungsregelung sowie Zementzusätze enthalten [0.2].

**Portlandzementklinker (K)** ist ein hydraulischer Stoff. Er besteht nach Massenteilen zu mindestens zwei Dritteln aus Calciumsilicaten und kleineren Anteilen an Aluminium- und Eisenoxid sowie anderen Verbindungen. Portlandzementklinker wird

durch Brennen mindestens bis zur Sinterung einer fein aufgeteilten und homogenen Rohstoffmischung hergestellt, die hauptsächlich  $\text{CaO}$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  und geringe Mengen anderer Stoffe enthält (siehe dazu auch Abschn. 2.1.5).

**Hüttensand (S)** ist ein latent hydraulischer Stoff, d.h. er besitzt bei geeigneter Anregung hydraulische Eigenschaften. Er muss nach Massenteilen mindestens zwei Drittel glasig erstarrte Schlacke enthalten, die durch plötzliches Abkühlen einer geeigneten Hochofenschlacke entsteht. Hüttensand besteht aus  $\text{CaO}$ ,  $\text{MgO}$  und  $\text{SiO}_2$  sowie aus kleineren Anteilen von  $\text{Al}_2\text{O}_3$  und anderen Oxiden. Das Massenverhältnis  $(\text{CaO} + \text{MgO})/\text{SiO}_2$  muss größer als eins sein.

**Puzzolane** sind entweder behandelte oder unbehandelte natürliche Stoffe oder industrielle Nebenprodukte, die kieselsäurereiche oder alumosilicatische Bestandteile oder eine Kombination solcher Verbindungen enthalten. Puzzolane erhärten nach dem Mischen mit Wasser nicht selbstständig. Feingemahlen und in Gegenwart von Wasser reagieren sie aber schon bei Raumtemperatur mit gelöstem Calciumhydroxid  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Dabei entstehen Calciumsilicat- und Calciumaluminatverbindungen, die zur Festigkeitsentwicklung beitragen und den Verbindungen aus der Erhärtung hydraulischer Stoffe ähnlich sind. Puzzolane im Sinne der DIN EN 197-1 müssen im Wesentlichen aus reaktionsfähigem  $\text{SiO}_2$  mit einem Massenanteil von mindestens 25 % sowie aus  $\text{Al}_2\text{O}_3$  bestehen; der Rest enthält  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  und andere Verbindungen. Der Anteil an reaktionsfähigem  $\text{CaO}$  ist unbedeutend.

**Natürliche Puzzolane (P)** sind im Allgemeinen Stoffe vulkanischen Ursprungs z.B. Trass oder Sedimentgesteine mit einer geeigneten chemisch-mineralogischen Zusammensetzung. **Natürliches getempertes Puzzolan (Q)** ist ein thermisch aktivierter Stoff vulkanischen Ursprungs, z. B. Ton, Phonolith, Schiefer oder Sedimentgestein. Unter den Puzzolanen aus industriellen Nebenprodukten von besonderer Bedeutung sind Flugasche und Silicastaub.

Wegen ihrer besonderen Bedeutung wird **Flugasche (V, W)** in der DIN EN 197-1 getrennt von den natürlichen Puzzolanen in einem gesonderten Abschnitt behandelt. Flugaschen im Sinne dieser Norm werden durch die elektrostatische oder mechanische Abscheidung von staubartigen Partikeln in Rauchgasen von Feuerungen erhalten, die mit feingemahlener Kohle befeuert werden. Flugaschen können ihrer Art nach sowohl alumo-silikatisch als auch silikatisch-kalkhaltig sein. Während die alumo-silikatische Flugasche nur puzzolanische Eigenschaften besitzt, kann die silikatisch-kalkhaltige Flugasche auch zusätzliche, hydraulische Eigenschaften aufweisen. Die in der DIN EN 197-1 behandelte Flugasche V ist ein kieselsäurereicher, feinkörniger Staub, der hauptsächlich aus kugeligen, glasigen



Partikeln mit puzzolanischen Eigenschaften besteht. Der Massenanteil an reaktionsfähigem  $\text{SiO}_2$  muss mindestens 25 % betragen, während der Masseanteil an reaktionsfähigem CaO auf 10 % beschränkt ist. Kalkreiche Flugasche W mit einem Masseanteil von 10,0 % bis 15,0 % an reaktionsfähigem Calciumoxid (CaO) muss einen Masseanteil von  $\leq 25\%$  an reaktionsfähigem  $\text{SiO}_2$  aufweisen.

**Gebrannter Schiefer** (T), insbesondere gebrannter Ölschiefer, wird in speziellen Öfen bei Temperaturen von etwa 800 °C hergestellt. Aufgrund der Zusammensetzung des natürlichen Ausgangsmaterials und des Herstellungsverfahrens enthält gebrannter Schiefer Klinkerphasen sowie puzzolanisch reagierende Oxide, sodass feingemahlener, gebrannter Schiefer ausgeprägte hydraulische und daneben auch puzzolanische Eigenschaften aufweist [2.1].

**Kalkstein** (L, LL) kann Zementen als inerter Füller zugegeben werden, wobei der Gehalt an Tonen und organischen Bestandteilen auf 0,20 % (bei LL) und auf 0,50 % (bei L) beschränkt ist.

**Silicastaub** (D) entsteht bei der Reduktion von hochreinem Quarz mit Kohle in Lichtbogenöfen bei der Herstellung von Silicium und Ferrosiliciumlegierungen und besteht aus sehr feinen kugelförmigen Partikeln mit einem Gehalt an amorphem Siliciumdioxid von  $\geq 85\%$ . Die spezifische Oberfläche muss mindestens 15,0 m<sup>2</sup>/g betragen.

Neben den Hauptbestandteilen können noch Nebenbestandteile im Zement enthalten sein. Nebenbestandteile sind besonders ausgewählte, anorganische natürliche mineralische Stoffe, anorganische mineralische Stoffe, die aus der Klinkerherstellung stammen, oder es sind dieselben Stoffe wie die Hauptbestandteile, es sei denn, sie sind bereits als Hauptbestandteile im Zement enthalten. Die Nebenbestandteile können bis 5 M.-% enthalten sein.

**Calciumsulfat** wird dem Zement bei seiner Herstellung in geringen Mengen zur Regelung seines Erstarrungsverhaltens zugegeben (siehe dazu auch Abschn. 2.1.5).

**Zementzusätze** dienen der Verbesserung der Herstellung von Zement oder von dessen Eigenschaften z. B. als Mahlhilfe. Über weitere Einzelheiten zur Zusammensetzung und Herstellung von Zementen siehe z. B. [0.2].

DIN EN 197-1 unterscheidet zwischen 5 Hauptarten von Zementen:

- CEM I Portlandzement
- CEM II Portlandkompositzement
- CEM III Hochofenzement
- CEM IV Puzzolanazement
- CEM V Kompositzement

Je nach Zusammensetzung wird innerhalb der Hauptarten CEM II bis CEM V zwischen weiteren Zementarten unterschieden. In Tabelle 5 sind die Zementarten nach DIN EN 197-1 und ihre Zusammensetzung als Massenanteil in Prozent zusammengestellt. Die Massenanteile beziehen sich dabei auf die jeweils aufgeführten Haupt- und Nebenbestandteile des Zements ohne Berücksichtigung des Gehalts an Calciumsulfat und Zementzusatz.

Neben den in Tabelle 5 zusammengestellten Zementarten wird in DIN 1164-10 „Zemente mit besonderen Eigenschaften“ nur noch Zement mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt (NA) behandelt. Anforderungen an Zement mit hohem Sulfatwiderstand (HS) wurden aus DIN 1164 inzwischen in die Neuausgabe von DIN EN 197-1 überführt. HS-Zemente führen in der europäischen Norm das Kurzzeichen „SR“ für „Sulfate Resisting“.

Die **Normenbezeichnung** der Zemente nach DIN EN 197-1 erfolgt nach der Art und Festigkeitsklasse des Zements sowie nach der Festigkeitsentwicklung und ggf. nach zusätzlichen Anforderungen. Ein Portlandzement der Festigkeitsklasse 42,5 mit hoher Anfangsfestigkeit trägt folgende Bezeichnung:

- Portlandzement DIN EN 197-1  
CEM I 42,5 R

Für einen Hochofenzement mit einem Hüttensandgehalt von 66 % bis 80 % der Festigkeitsklasse 32,5 mit üblicher Anfangsfestigkeit, niedriger Hydratationswärme und hohem Sulfatwiderstand gilt nach DIN EN 197-1:

- Hochofenzement DIN EN 197-1  
CEM III/B 32,5 N – LH/SR

Neben den Zementen nach DIN EN 197-1 gibt es eine Reihe von zugelassenen Bindemitteln mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung:

- 2 Schnellzemente;
- 2 Normalzemente, die nicht von EN 197-1 erfasst sind;
- 7 CEM III/A nach EN 197-1 mit Nachweis SR-Eigenschaft;
- 21 Zemente mit Anwendungszulassung (AZ) für CEM II/B-M;
- 1 Zement mit Anwendungszulassung (AZ) für CEM II/B-LL;
- 1 Zement mit Anwendungszulassung (AZ) für CEM II/B-P.

Nicht mehr hergestellt wird in Deutschland der **Sulfathüttenzement**. **Tonerdezement** und **Tonerdeschmelzzement** finden im Feuerungsbau Anwendung. Sie dürfen aber in Deutschland seit 1962 nicht mehr für die Herstellung und Ausbesserung tragender Bauteile aus Mörtel, Stahlbeton und Spannbeton verwendet werden [2.2].

**Tabelle 5.** Normalzemente nach DIN EN 197-1

Hauptzementarten		Normalzementarten	Zusammensetzung (Massenanteile in Prozent) <sup>a)</sup>										Nebenbestandteile
			Hauptbestandteile								Kalkstein		
			Portlandzementklinker	Hütten-sand	Silica-staub	Puzzolane		Flugasche		ge-brannter Schiefer			
						natur-lich	natur-lich getem-pert	kiesel-säure-reich	kalk-reich		L	LL	
CEM I	Portlandzement	CEM I	K 95–100	–	–	–	P	Q	V	W	T	–	
	Portlandzement	CEM I	K 95–100	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
CEM II	Portlandzement	CEM II/A-S	80–94	6–20	–	–	–	–	–	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/B-S	65–79	21–35	–	–	–	–	–	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/A-D	90–94	–	6–10	–	–	–	–	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/A-D	90–94	–	6–10	–	–	–	–	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/A-P	80–94	–	–	6–20	–	–	–	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/B-P	65–79	–	–	21–35	–	–	–	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/A-Q	80–94	–	–	–	6–20	–	–	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/B-Q	65–79	–	–	–	21–35	–	–	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/A-V	80–94	–	–	–	–	6–20	–	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/B-V	65–79	–	–	–	–	21–35	–	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/A-W	80–94	–	–	–	–	–	6–20	–	–	–	
	Portlandzement	CEM II/B-W	65–79	–	–	–	–	–	21–35	–	–	–	

CEM II	Portland-schiefer-zement	CEM II/A-T	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-T	65-79	-	-	-	-	-	-	-	6-20 21-35	-	0-5
	Portland-kalkstein-zement	CEM II/A-L	80-94	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	0-5
		CEM II/B-L	65-79	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	0-5
Portland-komposit-zement <sup>c</sup>	CEM II/A-M	80-94	6-20										0-5
	CEM II/B-M	65-79	21-35										0-5
CEM III	Hochofen-zement	CEM III/A	35-64	36-65	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
CEM IV	Puzzolan-zement <sup>c)</sup>	CEM IV/A	65-89	-	11-35				-	-	-	0-5	
		CEM IV/B	45-64	-	36-55				-	-	-	0-5	
CEM V	Komposit-zement <sup>c)</sup>	CEM V/A	40-64	18-30	-	18-30			-	-	-	0-5	
		CEM V/B	20-38	31-50	-	31-50			-	-	-	0-5	

a) Die Werte in der Tabelle beziehen sich auf die Summe der Haupt- und Nebenbestandteile.  
b) Der Anteil von Silicastaub ist auf 10 % begrenzt.  
c) In den Portlandkompositzementen CEM II/A-M und CEM II/B-M, in den Puzzolanzementen CEM IV/A und CEM IV/B und in den Kompositzementen CEM V/A und CEM V/B müssen die Hauptbestandteile außer Portlandzementklinker durch die Bezeichnung des Zementes angegeben werden.



Es werden auch sog. *Schnellzemente* angeboten, die nach wenigen Minuten erstarren und bereits in der ersten Stunde eine relativ hohe Festigkeit aufweisen. In Deutschland sind solche Zemente unter der Bezeichnung „Schnellzement 32,5 R-SF“ bauaufsichtlich zugelassen. Sie dürfen angewendet werden zur Befestigung von Dübeln und Ankern sowie zur Ausbesserung von Bauteilen aus Beton und Stahlbeton nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 sowie aus Spannbeton mit nachträglichem Verbund, soweit diese einer über die üblichen klimabedingten Temperaturen hinausgehenden Wärmebeanspruchung nicht ausgesetzt sind. Mehrere bauaufsichtliche Zulassungen liegen auch für hydraulische Bindemittel vor, die für die Herstellung von Betonwaren und Betonteilen aus Leichtbeton verwendet werden dürfen und die aus Portlandzementklinker, Hüttensand, Steinkohlenflugasche und/oder natürlichem Gesteinsmehl unter Zugabe von Farbzusätzen und von Calciumsulfat durch gemeinsames werkmäßiges Feinmahlen hergestellt werden. Zemente „mit verkürztem Erstarren“ sind als FE-Zement („frühes Erstarren“) und als SE-Zement („schnell erstarrend“) in DIN 1164-11 genormt. Zemente mit einem erhöhten Anteil an organischen Bestandteilen bis 1 M.-%, bezogen auf den Zement (HO-Zement), sind in DIN 1164-12 geregelt.

### 2.1.2 Bautechnische Eigenschaften

Zu den bautechnischen Eigenschaften eines Zements zählen insbesondere sein Erstarrungs- und Erhärtungsverhalten, die erreichbare Festigkeit, die Hydratationswärmeentwicklung, die Raumbeständigkeit, die spezifische Oberfläche und der Wasseranspruch, Schwind- und Quelleigenschaften sowie

der erreichbare Widerstand gegen Frost, Alkalireaktion und chemischen Angriff. Die bautechnischen Eigenschaften der Zemente müssen dergestalt sein, dass daraus hergestellte Mörtel oder Betone bei entsprechender Zusammensetzung, Herstellung und Nachbehandlung fest, dicht und dauerhaft sind.

Das *Ansteifen* des mit Wasser angemachten Zements wird Erstarren, die Verfestigung des Zements Erhärten genannt. Erstarren und Erhärten sind von vielen Einflüssen abhängig (siehe u. a. [0.2]). Beginn und Ende des Erstarrens werden üblicherweise durch wiederholte Messung des Eindringwiderstandes von Stäben oder Nadeln in einer Zementleim- oder Mörtelprobe ermittelt. Das Erstarrungsende von Frischbeton kann z. B. anhand des Knetbeuterversuchs bestimmt werden [2.32]. Kontinuierliche Messungen sind mit Ultraschall möglich [2.3]. Da Mörtel oder Betone über einen längeren Zeitraum verarbeitbar bleiben müssen, darf das Erstarren nicht unmittelbar nach dem Mischen beginnen. Aus diesem Grunde fordert DIN EN 197-1, dass bei Prüfung mit dem Nadelgerät nach DIN EN 196-1 der Erstarrungsbeginn für Zemente der Festigkeitsklasse 32,5 nicht früher als 75 Minuten, für Zemente der Festigkeitsklasse 42,5 nicht früher als 60 Minuten und für Zemente der Festigkeitsklassen 52,5 nicht früher als 45 Minuten nach der Wasserzugabe eintreten darf.

Das gelegentlich bei Transportbeton auftretende, vorzeitige Ansteifen wird bei der Erstarrungsprüfung nach DIN EN 196-3 nicht erkannt. Es macht sich insbesondere bei höheren Temperaturen störend bemerkbar und kann von Zement, Betonzusätzen, Temperatureinflüssen und weiteren Bedingungen bei der Betonherstellung und dem Transport des

**Tabelle 6.** Anforderungen an mechanische und physikalische Eigenschaften der CEM-Zemente nach DIN EN 197-1

Festigkeitsklasse	Druckfestigkeit N/mm <sup>2</sup>				Erstarrungs- beginn (min)	Dehnungs- maß (Raum- beständig- keit, mm)
	Anfangsfestigkeit		Normfestigkeit			
	2 Tage	7 Tage	28 Tage			
32,5 L	–	≥ 12	≥ 32,5	≤ 52,5	≥ 75	≤ 10
32,5 N	–	≥ 16				
32,5 R	≥ 10	–				
42,5 L	–	≥ 16	≥ 42,5	≤ 62,5	≥ 60	
42,5 N	≥ 10	–				
42,5 R	≥ 20	–				
52,5 L	≥ 10	–	≥ 52,5	–	≥ 45	
52,5 N	≥ 20	–				
52,5 R	≥ 30	–				

Betons verursacht oder beeinflusst werden. Zur Vermeidung eines Frühanstreifens des Betons müssen beim Zement Art und Menge des Sulfats auf Menge und Reaktionsvermögen der frühzeitig reagierenden Anteile der Hauptbestandteile des Zements abgestimmt werden [0.2].

Das **Erhärtungsvermögen** des Zements wird durch seine Festigkeit in jungem und spätem Alter und durch seine Festigkeitsentwicklung gekennzeichnet. Die Druckfestigkeit der Zemente nach DIN EN 197-1 wird nach DIN EN 196-1 an einer Mörtelmischung aus 1,0 Masseteilen Zement + 3,0 Masseteilen Normsand + 0,5 Masseteilen Wasser geprüft. Die nach DIN EN 197-1 zu erfüllenden Anforderungen sind zusammen mit anderen physikalischen Anforderungen in Tabelle 6 wiedergegeben. Nach Abschn. 1.3.2 wird bei Beton in der Regel die 28-Tage-Druckfestigkeit zugrunde gelegt. Auch die Festigkeitsklassen des Zements werden daher nach der geforderten Mindestfestigkeit im Alter von 28 Tagen bezeichnet. Ferner wird je Festigkeitsklasse zwischen Zementen mit langsamer (L = langsam) und üblicher Anfangserhärtung (N = normal) sowie schnell erhärtenden Zementen (R = rapid) unterschieden. Die 28-Tage-Druckfestigkeit der Zemente ist nach oben begrenzt, um eine möglichst hohe Gleichmäßigkeit der Festigkeitseigenschaften eines Zements einer bestimmten Festigkeitsklasse sicherzustellen. Für Zemente der Festigkeitsklasse 52,5 N wurde keine Obergrenze angegeben, weil hier aufgrund der technischen Gegebenheiten eine zu hohe Überschreitung der geforderten Nennfestigkeit nicht zu erwarten ist. Nach Tabelle 6 werden auch für die CEM-Zemente Anforderungen an die Anfangsfestigkeit gestellt, die je nach Festigkeitsklasse unterschiedlich und für die Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit höher sind als für Zemente mit üblicher Anfangsfestigkeit. Das Nachweissalter beträgt dabei, mit Ausnahme der Festigkeitsklassen 32,5 L und 42,5 L, 2 Tage.

Für den Übereinstimmungsnachweis der Zemente gilt DIN EN 197-1. Nach dieser Norm darf die 5%-Quantile der Festigkeitsergebnisse der Eigenüberwachung bei einer Aussagewahrscheinlichkeit von 95 % die entsprechenden Grenzwerte der Tabelle 6 nicht unterschreiten. Soweit die Einhaltung einer Obergrenze der Festigkeit gefordert ist, gilt ein Wert von 90 %. Insgesamt stellen diese Regelungen sicher, dass der Schwankungsbereich der tatsächlichen Festigkeit eines Zements gegebener Festigkeitsklasse gering ist [2.4]. Da die Prüfstreuungen einen wesentlichen Anteil der Gesamtstreuung ausmachen und die tatsächliche Streuung der Zementfestigkeit deutlich geringer ist, erscheint es zweckmäßig und angemessen, bei der Vorausbestimmung der erforderlichen Betonzusammensetzung für eine bestimmte Betondruckfestigkeit vom Mittelwert zwischen unterer und oberer Festigkeitsgrenze der jeweiligen Zementfestigkeitsklasse auszugehen.

Zemente mit üblicher Anfangserhärtung (N-Zemente) weisen bei entsprechender Nachbehandlung eine etwas größere Nacherhärtung in höherem Alter als R-Zemente auf. Die Verwendung von Zement mit höherer Anfangsfestigkeit kann z. B. für frühzeitiges Ausschalen, für frühzeitiges Vorspannen und für das Betonieren bei niedriger Temperatur zweckmäßig und vorteilhaft sein. Die Verwendung von Zement mit langsamer und üblicher Anfangserhärtung ist z. B. für die Herstellung dicker Bauteile und für Mass beton von Vorteil, da bei der Hydratation des Zements weniger Wärme frei wird als bei R-Zementen (siehe dazu Abschn. 4.2).

Höhe und Entwicklung der **Hydrationswärme** des Zements hängen von seiner Zusammensetzung ab und nehmen in der Regel mit seiner Anfangsfestigkeit zu. Richtwerte für die Hydrationswärme von Zementen enthält Tabelle 7. Die Hydrationswärme von Normalzement mit niedriger Hydrationswärme (LH = low heat development) darf den charakteristischen Wert von 270 J/g nicht überschreiten. Die Hydrationswärme ist dabei entweder nach 7 Tagen gemäß DIN EN 196-8 (Lösungswärmeverfahren) oder nach 41 h gemäß DIN EN 196-9 (teiladiabatisches Verfahren) zu bestimmen. Für die Wahl der Ausgangsstoffe und der optimalen Betonzusammensetzung kann es in bestimmten Anwendungsfällen jedoch zweckmäßig sein, die Hydrationswärme des Betons unter adiabatischen Bedingungen zu bestimmen. Über die Auswirkungen der Hydrationswärme siehe Abschn. 4.2.

Die Anforderungen an Zemente mit hohem Sulfatwiderstand (Zusatz „SR“) nach der neuen DIN EN 197-1:2011 sind bei Verwendung nach DIN 1045-2 für CEM I-SR 0, CEM I-SR 3, CEM III/B-SR und CEM III/C-SR erfüllt. Die Zusätze „0“ und „3“ beim Portlandzement CEM I-SR stehen für einen C<sub>3</sub>A-Gehalt im Klinker von 0 % bzw. ≤ 3 %. Der

**Tabelle 7.** Hydrationswärme (Lösungswärme) deutscher Zemente (Richtwerte)

Zementfestigkeitsklasse	Hydrationswärme in J/g nach			
	1 Tag	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
32,5 N	60	125	150	210
	bis	bis	bis	bis
	170	250	300	380
32,5 R 42,5 N	125	210	275	300
	bis	bis	bis	bis
	210	340	380	420
42,5 R 52,5 N	210	300	340	380
	bis	bis	bis	bis
	275	360	380	420

$C_3A$ -Gehalt von CEM I-SR darf dabei mithilfe des  $Al_2O_3$ - und des  $Fe_2O_3$ -Gehalts im Klinker ermittelt werden. Ein Prüfverfahren zur Bestimmung des  $C_3A$ -Gehalts im Klinker wird derzeit von CEN/TC 51 entwickelt. Der Hüttensandanteil im CEM III/B-SR bzw. CEM III/C-SR muss zwischen 66 % und 80 % bzw. 81 % und 95 % liegen.

Als Zemente mit *niedrigem wirksamen Alkaligehalt* gelten gemäß DIN 1164-10 CEM I-Zemente mit einem Gesamtalkaligehalt von höchstens 0,60 %  $Na_2O$ -Äquivalent, CEM II/B-S von 0,70 %  $Na_2O$ -Äquivalent, Hochofenzement CEM III/A mit weniger als 49 % Hüttensand bei maximal 0,95 %  $Na_2O$ -Äquivalent und CEM III/A mit mindestens 50 % Hüttensand und einem Gesamtalkaligehalt von höchstens 1,10 %  $Na_2O$ -Äquivalent sowie Hochofenzement CEM III/B und /C mit einem Gesamtalkaligehalt von höchstens 2,00 %  $Na_2O$ -Äquivalent.

Sonderzemente VLH (= very low heat development) nach DIN EN 14216 sind Zemente mit sehr niedriger Hydrationswärme von  $\leq 220$  J/g. Sie werden als Hochofenzement VLH III, Puzzolanement VLH IV oder Kompositzement VLH V in der Festigkeitsklasse 22,5 hergestellt.

Hochofenzement CEM III/A, III/B oder III/C mit niedriger Anfangsfestigkeit nach DIN EN 197-1 werden mit dem Kennbuchstaben L hinter der Festigkeitsklasse gekennzeichnet.

Zemente müssen *raumbeständig* sein. Darunter wird die Volumenstabilität des Zementleims bzw. Zementsteins während der Hydratation verstanden. Fehlende Raumbeständigkeit ist z. B. auf einen falschen Calciumsulfatgehalt des Zements oder häufiger auf einen zu hohen Gehalt an freiem Kalk oder Magnesiumoxid zurückzuführen. Diese Komponenten reagieren mit Wasser, wobei sich eine erhebliche Volumenvergrößerung einstellt. Solange diese Reaktion vor dem Erstarrungsende abläuft, ist sie unschädlich. Zu einem späteren Zeitpunkt kann sie zu Rissen und einer erheblichen Schädigung des Betons führen. Die Bestimmung der Raumbeständigkeit unter beschleunigten Prüfbedingungen erfolgt mit dem Le-Chatelier-Ring nach DIN EN 196-3. Das damit bestimmte Dehnungsmaß (Nadelspreizung), das der Ausdehnung einer Zementleimprobe nach einem 24-stündigen Kochversuch entspricht, darf für alle Zementarten und Festigkeitsklassen einen Wert von 10 mm nicht überschreiten (siehe Tabelle 6). Eine Reihe von physikalischen Eigenschaften des Zements, insbesondere seine Festigkeitsentwicklung und die Entwicklung der Hydrationswärme werden durch seine *Mahlfeinheit* bzw. seine *spezifische Oberfläche* bestimmt. Die DIN EN 197-1 enthält keine spezifischen Anforderungen an die Mahlfeinheit des Zements. Trotzdem sei auf die Anforderungen der DIN 1164-1:1990 (inzwischen zurückgezogen) hingewiesen. Demnach soll die

spezifische Oberfläche des Zements, geprüft mit dem Luftdurchlässigkeitsverfahren nach DIN EN 196-6, im Allg.  $2200 \text{ cm}^2/\text{g}$  und in Sonderfällen  $2000 \text{ cm}^2/\text{g}$  nicht unterschreiten. Für Fahrbahndecken aus Beton darf die Mahlfeinheit der Zemente CEM I 32,5 R  $3500 \text{ cm}^2/\text{g}$  nicht überschreiten. Diese Forderung gilt nicht für Zemente der Festigkeitsklasse 42,5 R zur Herstellung von frühhochfestem Beton. Bei Zementen mit mittlerer Feinheit (spezifische Oberfläche etwa  $2800 \text{ bis } 4000 \text{ cm}^2/\text{g}$ ) beeinflusst diese die Frischbetoneigenschaften, insbesondere die Verarbeitbarkeit des Betons, praktisch nicht. Bei Verwendung grober Zemente (spezifische Oberfläche deutlich unter  $2800 \text{ cm}^2/\text{g}$ ) sind der Wasseranspruch und das Wasserrückhaltevermögen in der Regel geringer. Beton mit sehr feinem Zement (spezifische Oberfläche etwa  $5000 \text{ bis } 7000 \text{ cm}^2/\text{g}$ ) besitzt in der Regel einen größeren Wasseranspruch und kann bei höheren Zementgehalten je nach Betonzusammensetzung schwer verarbeitbar sein. Vom Wasseranspruch des Zements kann jedoch nicht ohne Weiteres auf den Wasseranspruch des Betons geschlossen werden.

Auf die Umweltverträglichkeit von Zementen insbesondere in Bezug auf den Gehalt und die Auslaugbarkeit von Schwermetallen wird z. B. in [2.5] eingegangen.

### 2.1.3 Bezeichnung, Lieferung und Lagerung

Nach DIN EN 197-1 muss jeder angelieferte Zement normgemäß mit dem CE-Zeichen gekennzeichnet sein. Aus der Bezeichnung auf Säcken und Lieferscheinen müssen die Zementart, die Festigkeitsklasse, das Lieferwerk, das Bruttogewicht des Sackes bzw. das Nettogewicht des losen Zements, die Kennnummer der Zertifizierungsstelle, die Nummer des EG-Konformitätszertifikats und ggf. die Zusatzbezeichnung für besondere Eigenschaften hervorgehen. Auf jedem Lieferschein müssen außerdem Tag und Stunde der Lieferung, amtliches Kennzeichen des Fahrzeugs, Auftraggeber, Auftragsnummer und Empfänger vermerkt sein. Für Normzemente sind ausschließlich 25-kg-Säcke vorgesehen. Neben den o. g. Kennzeichnungen sind die Säcke mit der Kennzeichnung „Reizend-X“ nach der Gefahrstoffverordnung sowie Hinweisen auf Risiken und erforderliche Schutzmaßnahmen zu versehen. Die Säcke von Zementen der Norm DIN 1164 mussten früher gemäß Tabelle 8 farbig gekennzeichnet sein. Heute steht es dem Zementhersteller frei, sich an diese Kennzeichnung zu halten, wobei sie in jedem Fall für Zemente mit besonderen Eigenschaften nach DIN 1164-10 und -12 gelten.

Der Zement muss vor jeder Verunreinigung und vor Feuchtigkeit geschützt werden. Er darf nur in saubere Transportbehälter gefüllt und darin transportiert und gelagert werden, die keine Rückstände früherer Zementlieferungen oder anderer Stoffe enthalten.

Schon geringe Mengen organischer Stoffe oder anderer, mit den Betonbestandteilen nicht verträglicher Stoffe können sich im Beton nachteilig auswirken. – Zement darf mit einem anderen Zement oder mit einem anderen Bindemittel nur vermischelt werden, wenn die Stoffe miteinander und mit den übrigen Betonausgangsstoffen verträglich sind. Ein Gemisch aus zwei grundsätzlich miteinander verträglichen Zementen erreicht wenigstens die Festigkeit, die sich aus den Anteilen und den Festigkeiten der beteiligten Zemente errechnen lässt (siehe u. a. [2.6]). Sie ist daher stets kleiner als die Festigkeit des Zements mit der höheren Festigkeit. Auch das Vermischen von zwei grundsätzlich miteinander verträglichen Zementen kann wegen der gegebenenfalls beeinträchtigten Abstimmung der Zementbestandteile und der veränderten Granulometrie ein frühes Ansteifen, veränderte Festigkeiten und größere Festigkeitsstreuungen zur Folge haben. Trotzdem können wirtschaftliche oder technologische Gründe dafür sprechen, Zemente zu mischen. Dann sind aber große betontechnologische Erfahrung, umfangreiche Erstprüfungen für jede Rezeptur und ggf. eine Rücksprache mit dem Hersteller der Zemente erforderlich, um Misserfolge zu vermeiden.

Die Art der Lagerung kann die Zementeigenschaften wesentlich beeinflussen. Nicht vor Luft- und Feuchtigkeitszutritt geschützter Zement nimmt aus der Luft Feuchtigkeit und Kohlensäure auf. Dies kann Klumpenbildung und eine Festigkeitsminderung des Zements zur Folge haben. Letztere ist allerdings in der Regel vernachlässigbar, wenn sich die Klumpen zwischen den Fingern noch zerdrücken lassen. Die Behälter für losen Zement müssen daher so dicht sein, dass keine Feuchtigkeit hinzutreten kann. In Säcken verpackter Zement sollte in geschlossenen Fahrzeugen transportiert sowie in geschlossenen Räumen gelagert und dabei auch vor Bodenfeuchtigkeit geschützt werden. Da Zement gegenüber solchen Einflüssen umso empfindlicher ist, je schneller er erhärtet und je größer seine Anfangsfestigkeit ist, sollte die Lagerungsdauer von

Zementen, die in normalen Säcken gelagert werden, in der Regel bei schnell erhärtenden Zementen etwa 1 Monat, bei Zementen mit mittlerer Erhärtungsgeschwindigkeit etwa 2 Monate und bei langsamer erhärtenden Zementen etwa 3 Monate nicht überschreiten. Hydrophobierter Zement ist feuchtigkeitsunempfindlicher, er kann auch längere Zeit in üblichen Säcken gelagert werden, ohne dass die Festigkeit zurückgeht. Jedoch behalten auch üblicher Normzement und als gleichwertig bauaufsichtlich zugelassener Zement in der Regel längere Zeit ihr volles Erhärtungsvermögen, wenn der Zement in Säcken mit einer Innenlage aus bitumiertem oder mit Kunststoff bzw. Kunststoff-Folie beschichtetem Papier oder in weitgehend luftdicht verschlossenen Hobböcken oder Behältern gelagert wird. Aus Sicherheitsgründen sollten jedoch längere Zeit oder nicht sachgerecht gelagerter Zement und der damit hergestellte Beton auf Ansteifungsverhalten, Erstarrten und Festigkeit im Rahmen der Betonerstprüfung untersucht werden. Zur Wahrung etwaiger Gewährleistungsansprüche sollten auf der Baustelle bzw. im Betonwerk von jeder Zementlieferung Rückstellproben sachgerecht entnommen, gekennzeichnet und aufbewahrt werden.

## 2.1.4 Anwendungsbereiche

In vielen Anwendungsbereichen können alle Zemente nach DIN EN 197-1 verwendet werden. Einschränkungen gibt es hinsichtlich des Frost-Taumittelwiderstands und des chemischen Angriffs. In den Tabellen 9 bis 11 sind die bei verschiedenen Expositionsklassen anwendbaren Zemente im Einzelnen aufgeführt. Die Expositionsklassen sind in Tabelle 32 (siehe S. 83f) beschrieben. Für Beton mit hohem Widerstand gegen Sulfatangriff sind SR-Zemente nach Abschn. 2.1.1 und 2.1.2 zu verwenden oder eine Mischung aus Zement und Flugasche (siehe Abschn. 2.4.3).

Sollten Zemente abweichend von den Anwendungsbereichen der Tabelle 9 verwendet werden, benötigen sie eine sog. Anwendungszulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik.

Die VLH-Zemente nach DIN EN 14216 sind begrenzt einsetzbar. Die Hochofenzemente VLH III/B und III/C können in den Expositionsklassen X0, XC2, XD2, XS2 und XA1 bis XA3 verwendet werden. Meist betreffen diese Bauteile dickwandige Konstruktionen des Wasserbaus, jedoch ohne Frostangriff. Die Puzzolan- und Kompositzemente VLH IV/A und IV/B bzw. V/A und V/B sind nur für X0 und XC2 geeignet.

Wird eine Mischung von zwei Zementen verwendet, gilt in Deutschland die Regel, dass die Mischung für den Anwendungsbereich in Frage kommt, wofür der Zement mit der geringeren Expositionsklasse geeignet ist.

**Tabelle 8.** Kennfarben für die Zemente nach DIN 1164, Teile 10 bis 12

Festigkeitsklasse	Kennfarbe	Farbe des Aufdrucks
32,5 N	hellbraun	schwarz
32,5 R		rot
42,5 N	grün	schwarz
42,5 R		rot
52,5 N	rot	schwarz
52,5 R		weiß



**Tabelle 9.** Anwendungsbereiche von Zementen nach DIN EN 197-1, DIN 1164-10, DIN 1164-12 und FE-Zemente sowie CEM I-SE und CEM II-SE nach DIN 1164-11 zur Herstellung von Beton nach DIN 1045-2<sup>a)</sup>

Expositionsklassen + gültiger Anwendungsbereich – für die Herstellung nach DIN 1045-2 nicht anwendbar		Kein Korrosions- und Angriffs- risiko	Bewehrungskorrosion												Betonangriff				Spann- stahl- ver- träglich- keit							
			Durch Carbonatisierung verursachte Korrosion				Durch Chloride verursachte Korrosion								Frostangriff		Aggressive chemische Umgebung									
			Andere Chloride als Meerwasser				Chloride aus Meerwasser																			
CEM I CEM II	S	A/B	XC	XC	XC	XC	XD	XD	XD	XS	XS	XS	XF	XF	XA	XA	XA	XF	XF	XA	XA	XA	XM	XM	XM	XM
			1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	
	P/Q V	A/B	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
			+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
			+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
			+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
	W	A	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
			+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
	CEM III	T	A/B	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
				+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
LL		B	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		
			+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		
L		A	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
			+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
CEM IV <sup>e)</sup>	M <sup>e)</sup>	A	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		
			+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		
	B	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		
CEM V <sup>e)</sup>	B	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		

Fußnoten a) bis i) siehe Tabelle 11.

**Tabelle 10.** Anwendungsbereiche von CEM-II-M-Zementen mit drei Hauptbestandteilen nach DIN EN 197-1, DIN 1164-10, DIN 1164-12 und FE-Zemente sowie CEM II-SE nach DIN 1164-11 zur Herstellung von Beton nach DIN 1045-2 a)

Expositionsklassen + gültiger Anwendungsbereich – für die Herstellung nach DIN 1045-2 nicht anwend- bar	Kein Korrosions- und Angriffsrisiko	Bewehrungskorrosion								Betonangriff				Spann- stahl- ver- träglich- keit									
		Durch Carbonatisierung verursachte Korrosion				Durch Chloride verursachte Korrosion				Frostangriff		Aggressive chemische Umgebung			Verschleiß								
						Andere Chloride als Meerwasser				Chloride aus Meerwasser													
		XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	XD 1	XD 2	XD 3	XS 1	XS 2	XS 3	XF 1	XF 2		XF 3	XF 4	XA 1	XA 2	XA 3	XA d)	XM 1	XM 2	XM 3
CEM II	A	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
	B	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

Fußnoten a) bis i) siehe Tabelle 11.



Zusammen mit alkaliempfindlichem Zuschlag nach Abschn. 2.2.3 kann die Verwendung von Zement mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt – NA-Zement nach Abschn. 2.1.1 und 2.1.2 – zweckmäßig oder unabdingbar sein. Für Einpressmörtel bei Spannbeton darf nur Portlandzement (CEM I) eingesetzt werden. Eine Übersicht über die Spannstahlverträglichkeit der Zemente ist in den Tabellen 9, 10 und 11, jeweils letzte Spalte, enthalten.

Bei der Herstellung von massigen Betonbauteilen kann die Verwendung von Zement mit niedriger Hydrationswärme, LH, nach Abschn. 2.1.2 zweckmäßig oder notwendig sein (siehe dazu auch Abschn. 4.2).

Nach einem allgemeinen Rundschreiben zu [2.33] ist für das Herstellen von Fahrbahndecken aus Beton in der Regel ein Portlandzement CEM I der Festigkeitsklasse 32,5 R zu verwenden. In Abstimmung mit dem Auftraggeber können aber, mit Ausnahme des CEM III/B, auch die übrigen, in Tabelle 9 für Beton mit hohem Widerstand gegen sehr starke Frost- und Tausalzangriffe (Expositionsklasse XF4) aufgeführten Zemente verwendet werden. Für die Herstellung von Decken aus frühhochestem Straßenbeton mit Fließmittel ist ein Zement der Festigkeitsklasse 42,5 R zu verwenden. Für die Herstellung von Straßenbautragschichten mit hydraulischem Bindemittel sind Zemente nach DIN EN 197-1 oder hydraulischer Tragschichtbinder nach DIN 18506 geeignet.

### 2.1.5 Zementhydratation

Aus der Reaktion zwischen Zement und Wasser, der so genannten Hydratation, entsteht der Zementstein. Von besonderer Bedeutung ist dabei die Reaktion des wichtigsten Hauptbestandteils des Zements, des Portlandzementklinkers. Dieser besteht aus sog. Klinkerphasen, die beim Brennen der Ausgangsstoffe des Zements entstehen. Darunter sind die wichtigsten das *Tricalciumsilicat*  $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$  ( $\text{C}_3\text{S}$ ), das *Dicalciumsilicat*  $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$  ( $\text{C}_2\text{S}$ ), das *Tricalciumaluminat*  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$  ( $\text{C}_3\text{A}$ ) und das *Calciumaluminatferrit*  $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$  ( $\text{C}_4\text{AF}$ ). Eine wichtige Rolle bei der Hydratation dieser Klinkerphasen spielt das Calciumsulfat  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  ( $\text{CSH}_2$ ). Die in Klammern angegebenen Formeln entsprechen den jeweiligen Kurzbezeichnungen, die in der Zementchemie üblicherweise angewandt werden. Die verschiedenen Klinkerphasen unterscheiden sich sowohl in ihrer Reaktionsgeschwindigkeit als auch in ihrem Beitrag zur Festigkeitsentwicklung des Zementsteins.  $\text{C}_3\text{A}$  und  $\text{C}_3\text{S}$  hydratisieren am schnellsten, während das  $\text{C}_2\text{S}$  deutlich langsamer reagiert. Die frühe Reaktion des  $\text{C}_3\text{A}$  wird durch das Calciumsulfat gebremst (siehe dazu Abschn. 2.1.6). Während das  $\text{C}_3\text{S}$  für die Entwicklung der Frühfestigkeit entscheidend ist, trägt das  $\text{C}_2\text{S}$  vor allem zur Festigkeitsentwicklung in hö-

herem Alter bei. Bei der Hydratation dieser Klinkerphasen wird Wärme freigesetzt. Diese sog. Hydrationswärme ist am höchsten für die Klinkerphase  $\text{C}_3\text{A}$ , etwas geringer für  $\text{C}_3\text{S}$  und  $\text{C}_4\text{AF}$  und am geringsten für das  $\text{C}_2\text{S}$  (siehe dazu auch Abschn. 4.2). Als Folge dieser Eigenschaften der Klinkerphasen haben Zemente mit einer hohen Anfangsfestigkeit höhere Anteile der Klinkerphasen  $\text{C}_3\text{S}$  und  $\text{C}_3\text{A}$ , Zemente mit niedriger Wärmetönung weisen geringere Anteile an  $\text{C}_3\text{S}$  und  $\text{C}_3\text{A}$  aber höhere Anteile an  $\text{C}_2\text{S}$  auf. Die durchschnittlichen Gehalte der Klinkerphasen in Portlandzement betragen:

- $\text{C}_3\text{S}$  60 M.-%,
- $\text{C}_2\text{S}$  15 M.-%,
- $\text{C}_3\text{A}$  10 M.-%,
- $\text{C}_4\text{AF}$  8 M.-%.

Bei der Hydratation dieser Klinkerphasen entstehen insbesondere die sehr feinen faser- und folienartigen *Calciumsilicathydrate*  $\text{mCaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot \text{nH}_2\text{O}$  und hexagonale Kristalle aus *Calciumhydroxid*  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Bei der Reaktion der Aluminate des Zements bilden sich in Gegenwart des als Nebenbestandteil dem Zement zugegebenen Calciumsulfats Calciumaluminatsulfathydrate und zwar in sulfatreichen Lösungen das nadelförmige Trisulfat, das unter dem Namen *Ettringit* bekannt ist, und in sulfatärmeren und kalkreichen Lösungen das tafelförmige *Monosulfat*. Die Reaktion von  $\text{C}_3\text{A}$  mit Calciumsulfat ist mit einer Volumenvergrößerung verbunden, die im noch nicht erstarrten Beton ohne Folgen ist. Reaktionen zwischen  $\text{C}_3\text{A}$  und Sulfaten sind aber von entscheidender Bedeutung für den Sulfatwiderstand von erhärtetem Beton, wenn Sulfate von außen in den Beton z. B. aus sulfathaltigem Grundwasser eindringen und zu einer späten Ettringitbildung mit schädigender Volumenvergrößerung führen können. Entsprechend ist bei den Portlandzementen mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zemente) der Gehalt an  $\text{C}_3\text{A}$  auf 3 % begrenzt.

Auch bei der Hydratation der anderen Hauptbestandteile des Zements entstehen als wichtigste Hydrationsprodukte Calciumsilicathydrate. Weitere Einzelheiten zu den chemischen Abläufen sowie den sich bildenden Hydrationsprodukten siehe [0.2].

### 2.1.6 Der Zementstein

Von besonderer Bedeutung für die mechanischen Eigenschaften, die Dauerhaftigkeit und die Dichtigkeit des Betons sind die bei der Hydratation des Zements entstehenden Strukturen. Nach dem Mischen von Wasser und Zement sind die noch nicht hydratisierten Zementkörner von einer dünnen Wasserschicht umgeben, deren Dicke mit steigendem Wasserzementwert zunimmt. Mit fortschreitender Hydratation wachsen die Hydrationsprodukte in die zunächst von Wasser eingenommenen Zwischen-

räume. Bei einem Wasserzementwert von etwa 0,40 füllen die Hydratationsprodukte schließlich diese Zwischenräume nahezu vollständig aus. Bei Wasserzementwerten unter 0,40 reicht das beim Mischen des Betons vorhandene Wasser nicht aus, um den Zement vollständig zu hydratisieren, und es verbleiben nichthydratisierte Kerne der Zementpartikel. Bei Wasserzementwerten über etwa 0,40 enthält der Zementstein Hohlräume, die wassergefüllt sind, sich bei Austrocknung des Betons aber entleeren. Diese Hohlräume bilden ein System so genannter *Kapillarporen* mit Porenradien zwischen etwa  $10^{-5}$  bis  $10^{-1}$  mm. Bei Wasserzementwerten größer als ca. 0,60 bleibt das Kapillarporensystem auch bei hohen Hydratationsgraden durchgehend und erleichtert dann das Eindringen von Flüssigkeiten oder Gasen in den Beton.

Die Reaktionsprodukte des Zementsteins selbst formen keine absolut dichte Masse. Sie bilden das so genannte *Zementgel*, das vor allem aus den Calciumsilicathydraten besteht und in das die größeren Kristalle des Calciumhydroxids eingelagert sind. Das Zementgel ist von einem System sehr feiner *Gelporen* (Porenradien etwa  $10^{-7}$  bis  $10^{-5}$  mm) durchzogen. Die Gelporen nehmen etwa 25 % des Gelvolumens ein. Die Gelporosität ist vom Wasserzementwert weitgehend unabhängig und kann daher durch betontechnologische Maßnahmen nicht beeinflusst werden. Dies gilt nicht für die Kapillarporosität, die mit steigendem Wasserzementwert und sinkendem Hydratationsgrad deutlich zunimmt.

Nach [2.7] kann der Zusammenhang zwischen Kapillarporosität  $V_k$ , Wasserzementwert  $w/z = \omega$  und Hydratationsgrad  $m$  für Portlandzement durch die Beziehung nach Gl. (2.1) beschrieben werden. Der Hydratationsgrad ist der Masseanteil des Zements, der zu einem bestimmten Zeitpunkt hydratisiert ist. Entsprechend ist  $0 \leq m \leq 1,0$ .

Es gilt

$$\frac{V_k}{V_0} = \frac{\omega - 0,36 m}{\omega + 0,32} \quad (2.1a)$$

mit der Bedingung

$$m_{\max} = \frac{\omega}{0,42} \leq 1,0 \quad (2.1b)$$

Darin ist  $V_0$  das beim Mischen von Wasser und Zement eingenommene Volumen. Ein Zementstein, der mit einem Wasserzementwert  $\omega = 0,7$  hergestellt wurde und der als Folge einer ungenügenden Nachbehandlung nur einen Hydratationsgrad von  $m = 0,5$  erreicht – d. h. nur 50 % des Zements sind hydratisiert – hat dann nach Gl. (2.1) eine Kapillarporosität von ca. 50 % des Ausgangsvolumens  $V_0$  des Zementsteins. Die Kapillarporosität eines Zementsteins mit  $\omega = 0,45$  und einem Hydratationsgrad von  $m = 0,9$  sinkt nach Gl. (2.1) auf ca. 15 %

des Ausgangsvolumens ab. Die in Gl. (2.1) enthaltenen Zahlenwerte hängen von der Zementart ab und gelten für Portlandzemente. Bei der Verwendung von Zementen mit höheren Anteilen an Zumahlstoffen können sich etwas andere Zahlenwerte ergeben.

In Bild 1 sind die Volumenanteile des nicht hydratisierten Zements  $V_{nh}$ , des Zementgels  $V_g$  und der Kapillarporen  $V_k$  in Abhängigkeit vom Wasserzementwert  $\omega$  für Hydratationsgrade  $m = 0$ ,  $m = 0,5$  und  $m = 1,0$  aufgetragen. Sie wurden aus der Gl. (2.1) unter der Annahme gewonnen, dass  $V_g = 2,13 mV_z$  und  $w_{\min} = 0,42 z$ . Dabei sind  $V_z$  das Volumen des Zements vor seiner Hydratation und  $w_{\min}$  der für eine vollständige Hydratation ( $m = 1$ ) erforderliche Mindestwassergehalt. Wie in Bild 1 oben gezeigt, hängt der für kleinere Werte von  $\omega$  erreichbare Hydratationsgrad vom Wasserzementwert ab.

Das Zementgel nimmt ein kleineres Volumen ein als das Volumen der Anteile von Wasser und Zement, aus dem es entstanden ist. In einem Zementstein, der während der Hydratation weder austrocknen, noch Wasser aufnehmen kann, werden daher als Folge der Hydratation die Kapillarporen teilweise entleert. Man spricht dann von innerer Austrocknung. Wie in Bild 1 gezeigt, bleiben unter diesen Lagerungsbedingungen auch bei  $\omega \leq 0,42$  m leere Kapillarporen, deren Volumenanteil sich aus Gl. (2.1b) ergibt.

Bild 1 verdeutlicht aber vor allem die Abnahme der Kapillarporosität mit steigendem Hydratationsgrad und sinkendem Wasserzementwert.

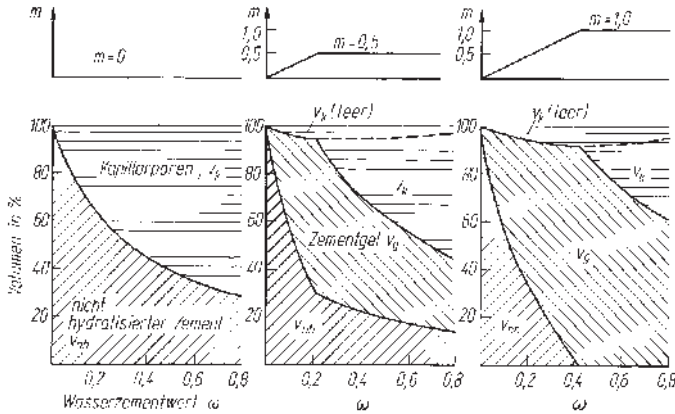
Näherungsweise kann der Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit des Zementsteins  $\beta_{zs}$  und der Kapillarporosität  $V_k$  mit Gl. (2.2) beschrieben werden [2.7]. Demnach steigt die Druckfestigkeit des Zementsteins überproportional mit sinkender Kapillarporosität.

$$\beta_{zs} = \beta_0 \left( 1 - \alpha \cdot \frac{V_k}{V_0} \right)^n \quad (2.2)$$

wobei

$$\alpha = \frac{\omega + 0,32}{\omega + 0,32 m} \quad (2.3)$$

Unter Berücksichtigung des Beiwertes  $\alpha$  erfüllen die Gln. (2.1) bis (2.3) die Randbedingung  $\beta_{zs} = 0$  für  $m = 0$ . In Gl. (2.2) ist  $\beta_0$  die Druckfestigkeit des kapillar- und verdichtungsporenfreen Zementgels. In [2.7] werden für  $\beta_0 = 240 \text{ N/mm}^2$  und  $n = 3$  angegeben. Bild 2 zeigt den Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit des Zementsteins  $\beta_{zs}$  und dem Wasserzementwert  $\omega$  nach den Gln. (2.1) und (2.2) für  $m = 0,2; 0,5$  und  $1,0$  sowie für  $\beta_0 = 240 \text{ N/mm}^2$  und  $n = 3$ . In ihrem Verlauf sind diese Kurven der Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit

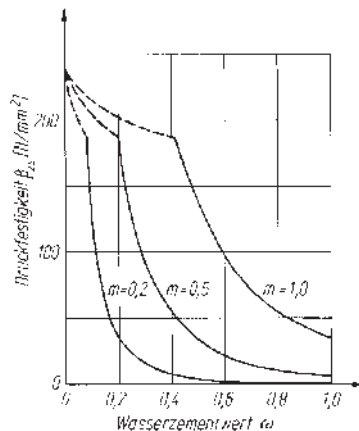


**Bild 1.** Der Einfluss des Wasserzementwerts  $\omega$  und des Hydratationsgrads  $m$  auf die Volumenanteile des nicht hydratisierten Zements  $V_{nh}$  des Zementgels  $V_g$  und der Kapillarporen  $V_k$  in Zementstein (versiegelte Lagerung)

vom Wasserzementwert, wie er in Bild 10 dargestellt ist, sehr ähnlich. Nach Bild 2 ergibt sich für  $\omega = 0,7$  und  $m = 0,5$  eine Druckfestigkeit des Zementsteins von ca.  $14 \text{ N/mm}^2$ . Die Druckfestigkeit eines Zementsteins mit  $\omega = 0,45$  und  $m = 0,8$  steigt unter den oben genannten Annahmen auf ca.  $95 \text{ N/mm}^2$  an. Diese Zahlenwerte werden etwas niedriger, wenn man auch den Einfluss von Verdichtungs-poren berücksichtigt. Nach Gl. (2.2) und Bild 2 steigt die Druckfestigkeit des Zementsteins für  $\omega < 0,42$   $m$  mit sinkendem Wasserzementwert nur noch wenig an und strebt dem Grenzwert  $\beta_0$  zu. Gl. (2.2) berücksichtigt aber nicht den Beitrag des nicht hydratisierten Zements an der Festigkeit des Zementsteins insbesondere bei niedrigen Wasserzementwerten. Der Gültigkeitsbereich von Gl. (2.2) ist daher auf  $\omega \geq 0,42$   $m$  begrenzt. Die bei sehr geringen Wasserzementwerten verbleibenden nichthydratisierten Kerne der Zementpartikel sind fester als das Zementgel, sodass mit sinkendem Wasserzementwert auch unter  $\omega = 0,42$   $m$  die Druckfestigkeit des Zementsteins weiter ansteigt. Von dieser Tatsache macht man beim hochfesten Beton Gebrauch. Ähnlich wie die Druckfestigkeit hängen auch die elastischen Verformungen und die Kriechverformungen des Zementsteins von seiner Kapillarporosität ab.

Noch deutlicher ist der Einfluss der Kapillarporosität auf die Durchlässigkeit des Zementsteins, da ein kapillarporenfrees Zementgel nahezu undurchlässig gegen Flüssigkeiten und Gase ist. Nach [2.8] steigt der Permeabilitätskoeffizient des Zementsteins für Wasser auf mehr als das 100-Fache, wenn nach dem oben angeführten Beispiel die Kapillarporosität von 15% auf 50% des Zementsteinvolu-

mens ansteigt. Dieser besonders ausgeprägte Einfluss der Kapillarporosität auf die Durchlässigkeit des Zementsteins ist auch darauf zurückzuführen, dass mit sinkendem Wasserzementwert und steigendem Hydratationsgrad nicht nur die Gesamtporosität des Zementsteins abnimmt, sondern die Poren feiner und diskontinuierlich werden und sich die Porengrößenverteilung in Richtung kleinerer Porenradien verschiebt.



**Bild 2.** Der Einfluss des Wasserzementwertes  $\omega$  und des Hydratationsgrads  $m$  auf die Druckfestigkeit des Zementsteins  $\beta_{28}$  nach Gl. (2.2) mit  $\beta_0 = 240 \text{ N/mm}^2$  und  $n = 3$  (versiegelte Lagerung)

Die Zementsteineigenschaften werden zwar wesentlich, aber nicht ausschließlich durch die Kapillarporosität in Abhängigkeit von Wasserzementwert und Hydratationsgrad bestimmt. Auch die Packungsdichte der Zementpartikel kann von großem Einfluss auf die Eigenschaften des erhärteten Zementsteins sein [2.9]. Eine optimale Granulometrie des Zements kann zu einer hohen Packungsdichte und damit zu günstigen Eigenschaften führen. Die Packungsdichte kann noch weiter verbessert werden, wenn die zwischen den Zementkörnern verbleibenden Zwickel durch Zusatzstoffe, z. B. Flugasche oder silikatische Feinstäube, ausgefüllt werden. Dies ist vor allem für hochfesten Zementstein und Beton von Bedeutung.

Diese für einen reinen Zementstein dargestellten Zusammenhänge haben auch für den Zementstein im Beton Gültigkeit. Für die Eigenschaften des Betons sind aber zusätzlich die Strukturmerkmale des Zementsteins im Übergangsbereich zu den Gesteinskörnern zu berücksichtigen. In diesen Kontaktzonen weist der Zementstein eine etwas andere Zusammensetzung und Struktur auf. Er ist reicher an Calciumhydroxid, grobporiger und porenreicher und häufig durch Mikrorisse geschädigt. Die Durchlässigkeit von Beton ist daher bei gleichem Wasserzementwert und Hydratationsgrad auch bei Verwendung sehr dichter Gesteinskörner eher höher als jene des reinen Zementsteins. Hochfest wird ein Beton u. a. dadurch, dass die Kontaktzone zwischen Zementstein und Zuschlag durch die Zugabe von Silicastaub verdichtet wird. Die Silicastaubkörner sind 10- bis 100-mal kleiner als die Zementkörner und finden daher zwischen diesen Platz. Außerdem verbrauchen sie bei der Hydratation Calciumhydroxid, wodurch die sonst an Calciumhydroxid reiche Kontaktzone abgemagert bzw. durch Calciumsilicathydrat ersetzt wird. Beide Effekte wirken verstärkend. Beim Bruch von hochfestem Beton verlaufen die Risse daher nicht im Übergangsbereich von Zementstein und Zuschlag, sondern durch die Zuschlagkörner hindurch.

## 2.2 Gesteinskörnungen für Beton

### 2.2.1 Allgemeines

Unter Gesteinskörnungen für Beton (früher Betonzuschlag) versteht man ein Gemenge von gebrochenen oder ungebrochenen, gleich oder verschiedenen großen Körnern aus natürlichen oder künstlichen mineralischen Stoffen, in Sonderfällen auch aus Metall oder aus organischen Stoffen. Die Gesteinskörnungen werden unterschieden nach Stoffart und Korngruppen. Gesteinskörnung für Beton, Stahlbeton und Spannbeton müssen DIN EN 12620 entsprechen. DIN EN 12620 „Gesteinskörnungen für Beton“ legt Anforderungen an normale und schwere natürliche und industriell hergestellte Gesteinskörnungen und Mischungen daraus für die Verwen-

dung in Beton und Mörtel fest. Sie legt auch Anforderungen für den Übereinstimmungsnachweis und ein System zur Qualitätssicherung zur Anwendung in der werkseigenen Produktionskontrolle fest. DIN EN 13055 behandelt die leichten Gesteinskörnungen. Rezyklierte Gesteinskörnungen sind seit der Neuausgabe der europäischen Norm in DIN EN 12620:2008-07/A1 enthalten. Prüfverfahren für Gesteinskörnungen finden sich u. a. in den Reihen DIN EN 932, 933, 1097, 1367 und 1744. Gesteinskörnung mit dichtem Gefüge hat meist eine Kornrohichte von mehr als  $2,5 \text{ kg/dm}^3$  und wird in erster Linie für Normalbeton und bei Kornrohdichten von mehr als  $3,0 \text{ kg/dm}^3$  für Schwerbeton verwendet. Gesteinskörnung mit porigem Gefüge hat meist eine Kornrohichte von weniger als  $1,5 \text{ kg/dm}^3$  und wird in erster Linie zur Herstellung von Leichtbeton eingesetzt.

Gesteinskörnungen müssen bestimmten Anforderungen genügen und überwacht sein (siehe DIN EN 12620). Von bautechnischer Bedeutung sind besonders

- Art und Eigenschaften des Gesteins,
- schädliche Bestandteile,
- Form und Oberflächenbeschaffenheit der Körner,
- Größtkorn und Kornzusammensetzung,
- Lagerung und Zugabe im Betonherstellbetrieb.

Für eine langfristige Sicherung ausreichender Mengen von Gesteinskörnung sind die besonders aus Gründen des Umweltschutzes in bestimmten Gegenden nur noch in begrenztem Umfang verfügbaren Kiessandvorkommen besser auszunutzen. Daher sind für Beton auch sandreichere Gesteinskörnungen, die derzeit wieder in die Grube zurückgegeben werden, und weniger hochwertige Gesteinskörnungen zu verwenden. Natürlich muss die Betonzusammensetzung darauf abgestimmt werden, und mit solchen Gesteinskörnungen hergestellter Beton ist nicht für alle Anwendungsgebiete verwendbar. Aus den gleichen Gründen sowie aus Gründen des Umweltschutzes und der Energieeinsparung erfolgt schon heute auch die Verwendung von aufbereitetem Betonabbruch sowie von Nebenprodukten und von Abfallstoffen der Industrie als Gesteinskörnung. Dabei ist die Wiederverwendung von Altbeton als Gesteinskörnung ein technologisch weitgehend gelöstes Problem. Dies gilt nicht in gleichem Maß für die Verwendung von Abfallstoffen zur Herstellung von Gesteinskörnung. Hier sind noch weitergehende Untersuchungen erforderlich. Die Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton „Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen“ [2.10] erlaubt, je nach Einsatzgebiet 25 bis 45 % der Gesteinskörnung durch wiederaufbereiteten Beton zu ersetzen. Viele offene Fragen zum Recycling von Beton wurden in einem vom Deut-



schen Ausschuss für Stahlbeton initiierten Forschungsprogramm geklärt [2.11].

### 2.2.2 Art und Eigenschaften des Gesteins

Die Eigenschaften der Gesteinskörnungen sind abhängig von der Art und der Beschaffenheit des Gesteins, aus dem die Gesteinskörnungen bestehen. Einen Überblick über die Eigenschaften der für Normalbeton vorwiegend verwendeten Gesteine gibt Tabelle 12. Die Gesteinskörnungen müssen so fest sein, dass sie die Herstellung eines Betons der geforderten Festigkeit ermöglichen. Diese Forderung wird von natürlichem Sand und Kies oder daraus durch Brechen gewonnener Gesteinskörnung wegen der aussonderten Beanspruchung durch die Natur im Allgemeinen erfüllt. Gesteinskörnungen aus gebrochenem Naturgestein werden für Beton bestimmter Festigkeit im Allgemeinen als ausreichend fest angesehen, wenn das Gestein bei Prüfung nach DIN 52105 im durchfeuchteten Zustand eine Druckfestigkeit von mindestens 100 N/mm<sup>2</sup> auf-

weist. Im Zweifelsfall und stets bei unbekannten künstlichen Gesteinskörnungen muss die Eignung als Gesteinskörnung durch eine Betonerstprüfung nachgewiesen werden. Bei Einhaltung dieser Bedingungen beeinflusst die Druckfestigkeit der Gesteinskörnung die Druckfestigkeit des Betons üblicher Festigkeitsklassen nur wenig.

Hochfeste Betone erfordern jedoch die Verwendung hochfester Gesteinskörnungen. Wichtig für die mechanischen Eigenschaften des daraus hergestellten Betons ist der E-Modul der Gesteinskörnung, der nach Tabelle 12 in weiten Grenzen schwanken kann. Mit steigendem E-Modul der Gesteinskörnung nehmen der E-Modul des Betons zu und die Schwind- und Kriechverformungen ab. Die Rohdichte der Gesteinskörnung bestimmt die Rohdichte des Betons. Nach Tabelle 12 schwankt sie für natürliche Gesteinskörnung in relativ engen Grenzen.

Die Gesteinskörnung muss ausreichend widerstandsfähig gegenüber den äußeren Einwirkungen sein, denen der Beton ausgesetzt wird. Sie darf z. B.

**Tabelle 12.** Eigenschaften von Gesteinen [0.3]

Gesteinsart	Rohdichte $\rho$	Dichte $\rho_0$	Wasser- aufnahme nach DIN 52103	Druck- festigkeit nach DIN 52105 <sup>1)</sup>	E-Modul	Temperatur- dehnzahl (Temperatur- bereich 0–60 °C)
	kg/dm <sup>3</sup>	kg/dm <sup>3</sup>	Gew.-%	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	10 <sup>-6</sup> /K
Granit	2,60–2,65	2,62–2,85	0,2–0,5	160–210	38–76	7,4
Diorit, Gabbro	2,80–3,00	2,85–3,05	0,2–0,4	170–300	50–60	6,5
Quarz- porphyr	2,55–2,80	2,58–2,83	0,2–0,7	180–300	25–65	7,4
Basalt	2,90–3,05	3,00–3,15	0,1–0,3	250–400	96 ( $\rho = 3,05$ )	6,5
Quarzit, Grauwacke	2,60–2,65	2,64–2,68	0,2–0,5	150–300	60 ( $\rho = 2,63$ )	11,8
Quarzitischer Sandstein	2,60–2,65	2,64–2,68	0,2–0,5	120–200	10–20	11,8
Sonstiger Sandstein	2,00–2,65	2,64–2,72	0,2–9,0	30–180	1,5–15	11,0
Dichte Kalksteine	2,65–2,85	2,70–2,90	0,1–0,6	80–180	82 ( $\rho = 2,69$ )	5,0–11,5
Sonstige Kalksteine	1,70–2,60	2,70–2,74	0,2–10,0	20–90	–	
Hochofen- schlacke	2,50–2,90	2,90–3,10	0,4–5,0	80–240	34 ( $\rho = 2,60$ )	5,5

<sup>1)</sup> Bei Prüfung im trockenen Zustand.

bei Zutritt von Wasser nicht erweichen. Wird der Beton Frosteinwirkungen ausgesetzt, so muss die Gesteinskörnung wetterfest sein und einen hohen Widerstand gegen Frostbeanspruchungen aufweisen. Bei gleichzeitiger Einwirkung von Frost-Tauwechseln und von Taumitteln, z. B. im Betonstraßenbau, muss die Gesteinskörnung im Beton auch gegenüber diesen Einwirkungen ausreichend widerstandsfähig sein. Bei Gesteinskörnung aus gebrochenem Gestein kann dies im Allgemeinen vorausgesetzt werden, wenn das Gestein im durchfeuchten Zustand mindestens eine Druckfestigkeit von  $150 \text{ N/mm}^2$  aufweist. Im Zweifelsfall muss der ausreichende Frostwiderstand der Gesteinskörnung nachgewiesen werden. Der Frostwiderstand bzw. Frost-Taumittelwiderstand wird nach DIN EN 1367-1 oder EN 1367-2 geprüft. Gesteinskörnungen für Beton mit hoher Wassersättigung (XF3) müssen den Anforderungen F2 entsprechen (d. h. 2 % Abwitterung), bei zusätzlicher Einwirkung von Taumitteln oder Meerwasser (XF4) wird  $\text{MS}_{18}$  verlangt (Magnesium-Sulfatwert mit  $\leq 18\%$  Masseverlust).

Gesteinskörnung für Beton mit hohem Widerstand gegen chemische Angriffe muss gegenüber den angreifenden Stoffen ausreichend widerstandsfähig sein. Die Verwendung carbonathaltiger Gesteinskörnungen, z. B. dichter Kalksteine, kann auch bei Einwirken saurer Wässer vertretbar sein, wenn sich die angreifenden Stoffe nur sehr langsam erneuern.

Für Beton mit hohem Verschleißwiderstand gegen besonders starke mechanische Beanspruchungen, z. B. durch starken Verkehr oder durch häufige Stöße, sollte die Gesteinskörnung über 4 mm Korngröße überwiegend aus Quarz oder aus Stoffen mindestens gleicher Härte bestehen. Bei besonders großer Verschleißbeanspruchung sollten sog. Hartstoffe verwendet werden (siehe u. a. DIN 1100 Hartstoffe für zementgebundene Hartstoffestriche).

Für Betone, die hohen Gebrauchstemperaturen bis  $250^\circ\text{C}$  ausgesetzt sind, empfiehlt die DIN 1045-2, solche Gesteinskörnungen zu verwenden, die sich für diese Beanspruchung bewährt haben (s. [2.23]).

Für die Oberflächengestaltung von Sichtbeton mit sichtbarer Zuschlagstruktur (Waschbeton) können ausgewählte Zuschlagkörner etwa gleicher oder unterschiedlicher Größe sowie gleicher oder unterschiedlicher Beschaffenheit, aber auch farbige Betonzuschläge zweckmäßig sein (siehe u. a. auch [2.12]).

### 2.2.3 Schädliche Bestandteile

Beton muss nicht nur widerstandsfähig gegenüber äußeren Einwirkungen sein, sondern darf auch selbst keine störenden Mengen schädlicher Bestandteile enthalten. Dies sind Bestandteile, die sich zersetzen, mit den übrigen Bestandteilen des Betons störende Verbindungen eingehen, die Eigenschaften

des Betons oder den Korrosionsschutz der Bewehrung im Beton beeinträchtigen. Schädliche bzw. unverträgliche Bestandteile der Gesteinskörnung sind u. a. abschlämmbare Stoffe, Glimmer, Stoffe organischen Ursprungs, erhärtungsstörende Stoffe, Schwefelverbindungen, alkalilösliche Kieselsäure und stahlangreifende Stoffe sowie bei künstlicher Gesteinskörnung glasige und nicht raumbeständige Stücke. Schädliche Bestandteile z. B. abschlämmbare Stoffe, Stoffe organischen Ursprungs oder erhärtungsstörende Stoffe machen im Zweifelsfall, d. h. auch bei Überschreiten der in DIN EN 12620 angegebenen Grenzwerte, eine Betoneignungsprüfung über die Verwendbarkeit der Gesteinskörnung erforderlich. Der mögliche negative Einfluss abschlämmbarer Stoffe hängt sehr von deren Art ab und wird häufig überschätzt. Abschlämmbare Bestandteile wirken sich in größerer Menge in der Regel dann nachteilig aus, wenn sie tonartig sind und entweder als Klumpen auftreten oder an der übrigen Gesteinskörnung anhaften, da sie dann die Verbundfestigkeit Zementstein-Gesteinskörnung herabsetzen und das Schwinden und Quellen des Betons erhöhen. Die Schädlichkeit von Schwefelverbindungen in der Gesteinskörnung hängt von deren Art, Menge und Verteilung ab. Sulfate, z. B. Alkalisulfate, Gips oder Anhydrit, können Treiberscheinungen im Beton zur Folge haben. Der Sulfatgehalt der Gesteinskörnung, berechnet als  $\text{SO}_3$ , darf daher je Korngruppe im Regelfall 1 M.-%, bezogen auf die bei  $105^\circ\text{C}$  getrocknete Gesteinskörnung, nicht überschreiten. Bei höherem Sulfatgehalt oder bei Vorhandensein von Sulfiden, z. B. bei Pyrit und Markasit, die durch Zutritt von Luft und Feuchtigkeit in wenig dichtem Beton oxydieren können, ist eine besondere Beurteilung unter Berücksichtigung der Verhältnisse, die für die Gesteinskörnung im Beton des Bauwerks gelten, durch einen Fachmann notwendig. Die Eignung der Gesteinskörnung, insbesondere des Sandes, ist immer nachzuweisen, wenn zu befürchten ist, dass der Sand Glimmerteilchen enthält.

Gesteinskörnung für bewehrten Beton darf keine schädlichen Mengen an Salzen enthalten, die den Korrosionsschutz der Bewehrung im Beton beeinträchtigen, z. B. Nitrate oder Halogenide (außer Fluorid). Der Gehalt an wasserlöslichen Chloridionen  $\text{Cl}^-$  darf nach DIN 1045-2 im Regelfall 0,04 M.-% nicht überschreiten. Bei Beton mit Spannstahlbewehrung und bei Einpressmörtel darf die Gesteinskörnung nicht mehr als 0,02 M.-% Chlorid enthalten. Für Betone ohne Betonstahlbewehrung oder anderes eingebettetes Metall darf der Chloridgehalt der Gesteinskörnung einen Wert von 0,15 M.-% nicht überschreiten.

Gesteinskörnungen mit *alkalireaktiver Kieselsäure* können in feuchter Umgebung mit den Alkalien im Beton reagieren. Unter ungünstigen Umständen führt dies zu einer Volumenzunahme und zu Rissen

oder sogar zu einer starken Schädigung der Betonbauteile und damit zu einer Beeinträchtigung ihrer Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit. Als alkaliempfindlich gelten Gesteine, die amorphe oder feinkristalline Silikate enthalten, z. B. Opal, Chalcedon und bestimmte Flinte. Als Gesteinskörnung in Deutschland können der in einem begrenzten Teil Norddeutschlands (= eiszeitliches Ablagerungsgebiet in Norddeutschland in Bild 3), insbesondere in Schleswig-Holstein, in größerer Menge vorkommende Opalsandstein und der dort ebenfalls vorkommende leichte Flint schädliche Mengen an alkalireaktiver Kieselsäure enthalten [2.13]. In den Bundesländern Brandenburg, Sachsen, Sachsen-Anhalt und Thüringen ist mit alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen zu rechnen (siehe Bild 3 und z. B. [2.14, 2.15]). In einigen Gebieten der neuen Bundesländer wurden Fälle einer Betonschädigung mit Hinweisen auf eine Alkalireaktion bekannt, bei denen besondere Varietäten von gebrochener Grauwacke als reaktives Gestein beteiligt waren. Daher wurden die früher in der Alkali-Richtlinie nur auf die präkambrische Grauwacke beschränkten Anforderungen und

Maßnahme auf gebrochene Grauwacke generell ausgeweitet. Problematisch können auch sein: gebrochener Quarzporphyr (Rhyolith), gebrochener Kies des Oberrheins [2.17, 2.36] und rezyklierte Gesteinskörnungen sowie Kiese, die mehr als 10 M.-% gebrochene Anteile der zuvor genannten Gesteinskörnungen enthalten.

An Betonbauwerken, die mit überwiegend ungebrochenen Gesteinskörnungen aus der mitteldeutschen Region hergestellt wurden, sind Schäden aufgetreten, bei denen die Mitwirkung einer schädigenden Alkalireaktion durch Gutachter bestätigt wurde. Dem Grundsatz der Alkali-Richtlinie folgend, wurden die Untersuchungsergebnisse im zuständigen Unterausschuss „Alkalireaktion im Beton“ des DAfStb beraten und auf dieser Grundlage beschlossen, den Anwendungsbereich der Richtlinie um diese Gesteinskörnungen zu ergänzen und damit vorsorglich weitere Schäden zu vermeiden. Dabei handelt es sich um ungebrochene Gesteinskörnungen > 2 mm, unabhängig vom Anteil an gebrochenen Körnern aus den Flussläufen und anderen Ablage-



**Bild 3.** Eiszeitliches Ablagerungsgebiet in Norddeutschland und angrenzender Bereich – fragliche Gesteine im Anwendungsgebiet der Alkali-Richtlinie [2.13]

rungsräumen in den Gebieten der Saale, Elbe, Mulde und Elster im angrenzenden Bereich gemäß Bild 3 sowie aus diesen hergestellte gebrochene Gesteinskörnungen (Kiessplitle).

Grundsätzlich gilt, dass im Zweifelsfall oder wenn Sand und Kies neu erschlossenen, noch nicht erprobten Vorkommen entstammen und alkaliempfindliche Bestandteile nicht auszuschließen sind, die Gesteinskörnung durch eine fachkundige Prüfstelle zu untersuchen ist. Ferner ist die Eignung der Gesteinskörnung unter Berücksichtigung der in Frage kommenden Beton- und Bauwerksverhältnisse nötigenfalls auch im Vergleich zu Bauwerken mit ähnlicher Gesteinskörnung zu beurteilen. Darüber hinaus müssen auch Gesteinskörnungen aus neu erschlossenen Vorkommen, bei denen alkaliempfindliche Bestandteile in schädlicher Menge nicht sicher auszuschließen sind, gemäß [2.13] geprüft und beurteilt werden. Der Gehalt an Opalsandstein kann durch Kochen in Natronlauge und der Gehalt an reaktivem Flint durch Ermittlung der Kornrohdichte beurteilt werden. Die Empfindlichkeit der weiteren gebrochenen und ungebrochenen Gesteinskörnungen nach Alkali-Richtlinie [2.13] wird durch 9-monatige Lagerung eines Betons vorgeschriebener Zusammensetzung in einer Nebelkammer bei 40°C und anschließender Messung der Quelldehnung und Rissbildung festgestellt. Tabelle 13 enthält auf der sicheren Seite liegende Grenzwerte für die Beurtei-

lung der Eignung von Gesteinskörnung mit alkaliempfindlichen Bestandteilen sowie die Einstufung in eine entsprechende Alkaliempfindlichkeitsklasse. Dem Nebelkammerversuch vorgeschaltet, darf zur Beurteilung der Gesteinskörnung auch ein Schnellprüfverfahren angewendet werden.

Sofern eine Gesteinskörnung nicht aus den Gewinnungsgebieten der Alkali-Richtlinie stammt oder keine der in der Alkali-Richtlinie genannten alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen enthält und es unter baupraktischen Bedingungen zu keiner schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion gekommen ist, ist diese Gesteinskörnung in die Alkaliempfindlichkeitsklasse E I einzustufen.

Die erforderlichen Maßnahmen zur Vermeidung von Alkalireaktionen sind auch wesentlich von den Umweltbedingungen abhängig, denen die Konstruktion während ihrer Nutzung ausgesetzt ist, da eine Alkalireaktion Feuchtigkeit voraussetzt. In [2.13] wird nach vier Feuchtigkeitsklassen unterschieden: WO trocken, WF feucht und WA feucht mit gleichzeitiger Alkalizufuhr von außen. Mit der Alkali-Richtlinie, Ausgabe Februar 2007, sollte für alle Bereiche des Hoch-, Ingenieur und Verkehrswegebaus ein einheitliches Regelwerk mit Maßnahmen und Anforderungen zur Vermeidung von Schäden an Betonbauwerken durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion zur Verfügung gestellt werden. Zu diesem

**Tabelle 13.** Beurteilung der Gesteinskörnung mit alkaliempfindlichen Bestandteilen (nach [2.13])

Verwendbarkeit der Gesteinskörnung	Alkaliempfindlichkeitsklasse	Opalsandstein <sup>1)</sup> > 1 mm M.-% <sup>2)</sup>	Reaktionsfähiger Flint > 4 mm M.-% <sup>2)</sup>	5 × Opalsandstein <sup>1)</sup> + reaktionsfähiger Flint M.-% <sup>2)</sup>	Gebrochene Gesteine <sup>3)</sup> und Kiese aus dem mitteldeutschen Raum <sup>4)</sup>	
					Dehnung mm/m	Rissbildung
Unbedenklich	EI-O EI-OF EI-S	≤ 0,5 ≤ 0,5	≤ 3,0	≤ 4,0	≤ 0,6	keine
Bedingt brauchbar	EII-O EII-OF EII-S <sup>5)</sup>	≤ 2,0 ≤ 2,0	≤ 10,0	≤ 15,0		
Bedenklich	EIII-O EIII-OF EIII-S	> 2,0 > 2,0	> 10,0	> 15,0	> 0,6	stark <sup>6)</sup>

<sup>1)</sup> Einschließlich Kieselkreide; in den Prüfkornfraktionen 1 bis 4 mm einschl. reaktionsfähigem Flint.

<sup>2)</sup> M.-% je Kornfraktion.

<sup>3)</sup> Grauwacke, Quarzporphyr, Oberrhein-Splitt, rezyklierte Gesteinskörnungen sowie Kiese, die mehr als 10 M.-% gebrochene Anteile der zuvor genannten Gesteinskörnungen enthalten.

<sup>4)</sup> Kiese aus den Flussläufen und Ablagerungsräumen in den Gebieten der Saale, Elbe, Mulde und Elster im angrenzenden Bereich gemäß Bild 3.

<sup>5)</sup> Die Alkaliempfindlichkeitsklasse EII-S ist nicht definiert, weil die bisherigen Untersuchungsergebnisse eine so weitgehende Differenzierung noch nicht zulassen.

<sup>6)</sup> Mit Rissbreiten ≥ 0,2 mm.

Zweck wurden in der Alkali-Richtlinie 2007 Regelungen für Fahrbahndeckenbetone (Betonfahrbahnen der Bauklassen SV und I bis III RStO), die in der Ausgabe 2001 noch nicht enthalten waren, ergänzt. Aufgrund der zum Zeitpunkt der Herausgabe der Alkali-Richtlinie im Jahr 2007 nicht vorhersehbaren Entwicklungen im Bereich des Betonstraßenbaus stellte sich heraus, dass die Aufstellung allgemeingültiger Regeln für Betone nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 mit dem geforderten Anforderungsprofil für diesen Bereich nicht vollständig vereinbar ist. Regelungen für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton werden daher auch zukünftig in der TL Beton-StB bzw. in Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) bekanntgegeben. Die Maßnahmen für die Feuchtigkeitsklasse WS „starke dynamische Beanspruchung zusätzlich zu WA“, z. B. für Betonfahrbahnen, wurden daher über eine Berichtigung zur Alkali-Richtlinie gestrichen (Ausgabe 2010) und sind daher auch in der aktuellen Ausgabe 2013 der Richtlinie nicht mehr enthalten. Nach den vorliegenden Erfahrungen ist eine nennenswerte Schädigung des Betons durch Alkalireaktion nicht zu erwarten, wenn die vorbeugenden Maßnahmen der Tabelle 14 beachtet werden. Die Gesteinskörnungsgewinnungsgebiete und der Bereich der Anwendung für Beton gemäß [2.13] gehen aus Bild 3 hervor.

Über die Mechanismen der Alkalireaktion sowie über weitere Untersuchungen zu deren Vermeidung siehe [0.2] und [2.34].

## 2.2.4 Kornform und Oberfläche

Die Form der Gesteinskörnung soll möglichst gedungen d. h. kugelig oder würfelig sein. Nach DIN EN 12620 gilt ein Korn als in seiner Form ungünstig, wenn das Verhältnis Länge zu Dicke größer als 3:1 ist. Der Anteil ungünstig geformter, flacher oder länglicher Körner in der Gesteinskörnung über 4 mm soll im Regelfall 50 M.-%, bei Edelsplitt 20 M.-% (siehe auch TL-Min) nicht überschreiten. Die Oberfläche des Gesteinskorns kann glatt oder rau sein. Gesteinskörnung mit höheren Anteilen ungünstig geformter Partikel darf zur Betonherstellung verwendet werden, wenn seine Eignung sowohl am Frischbeton als auch am Festbeton im Rahmen der Betoneignungsprüfung nachgewiesen wurde.

Im Allgemeinen beeinflussen Form und Oberflächenbeschaffenheit des Gesteinskorns die Eigenschaften des Betons nur wenig. Die Betonfestigkeit kann jedoch bei Gesteinskörnung mit sehr glatter Oberfläche geringer sein als bei Gesteinskörnungen mit rauer Oberfläche oder sie kann bei besonders guter Haftung aufgrund chemischer Reaktionen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung größer

**Tabelle 14.** Erforderliche vorbeugende Maßnahmen gegen Alkalireaktion in Beton (nach [2.13])

Alkaliempfindlichkeitsklasse	Zementgehalt kg/m <sup>3</sup>	Feuchtigkeitsklasse		
		WO	WF	WA
EI-O	> 330	keine	keine	keine
EI-OF	> 330	keine	keine	keine
IE-S	o.F. <sup>1)</sup>	keine	keine	keine
EII-O	> 330	keine	NA-Zement <sup>4)</sup>	NA-Zement <sup>2)</sup>
EII-OF	> 330	keine	NA-Zement	NA-Zement
EIII-O	> 330	keine	NA-Zement	
EIII-OF	> 330	keine	NA-Zement	
EIII-S	≤ 300	keine	keine	keine
	> 300 bis 350	keine	keine	NA-Zement <sup>3)</sup>
	> 350	keine	NA-Zement	Austausch der Gesteinskörnung <sup>3)</sup>

<sup>1)</sup> Ohne Festlegung.

<sup>2)</sup> NA-Zement siehe Abschn. 2.1.4.

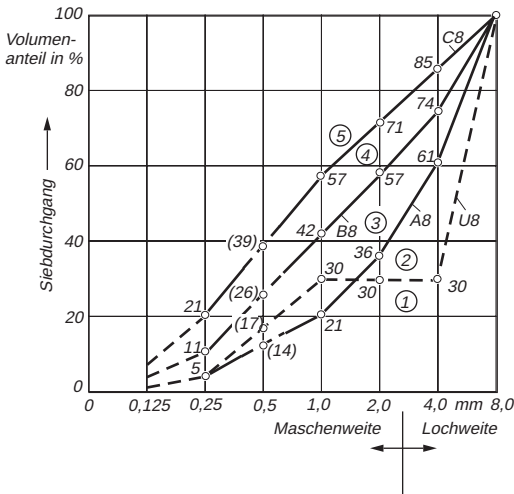
<sup>3)</sup> Oder Performance-Prüfung.

<sup>4)</sup> Bei Zementgehalt ≤ 330 kg/m<sup>3</sup> „keine“.

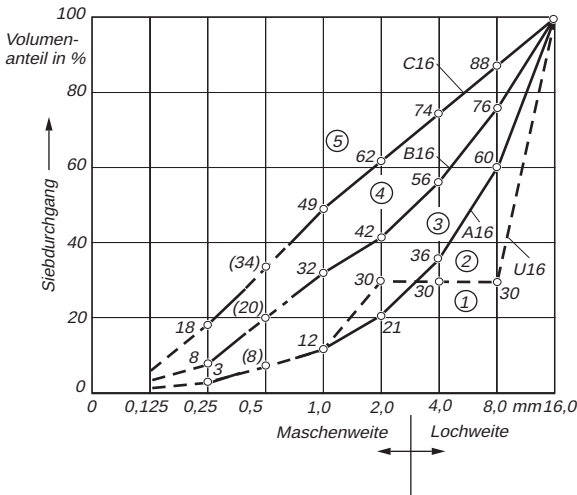
sein. Bei gebrochener Gesteinskörnung ist in der Regel der Wasseranspruch für gleiche Verarbeitbarkeit des Betons etwas größer. Wegen besserer Haftung und Verzahnung sind die Zugfestigkeit, die Biegezugfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit von Beton mit gebrochener Gesteinskörnung im Mittel etwa 10% größer als die entsprechende Festigkeit von Kiessandbeton gleicher Druckfestigkeit und sonst gleicher Zusammensetzung.

## 2.2.5 Größtkorn und Kornzusammensetzung

Die Kornzusammensetzung der Gesteinskörnungen bestimmt den Wasseranspruch einer Betonmischung, der zur Erzielung einer ausreichenden Verarbeitbarkeit des Frischbetons erforderlich ist. Damit hängen auch die Zementleimenge und der Zementgehalt von der Kornzusammensetzung der Gesteinskörnung ab, die zur Umhüllung der Gesteinskörnung und zur Erzielung eines geschlossenen Betongefüges erforderlich sind. Die Kornzusammensetzung einer Gesteinskörnung wird durch Sieblinien dargestellt (siehe dazu die Bilder 4 bis 7).



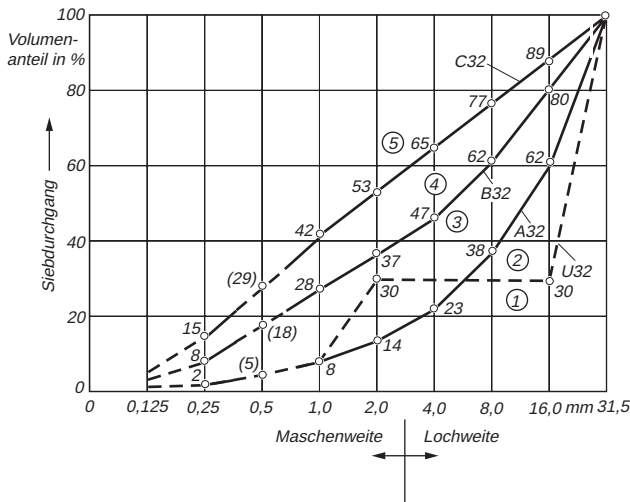
**Bild 4.** Grenzsieblinien der DIN 1045-2 für Gesteinskörnungen mit einem Größtkorn von 8 mm



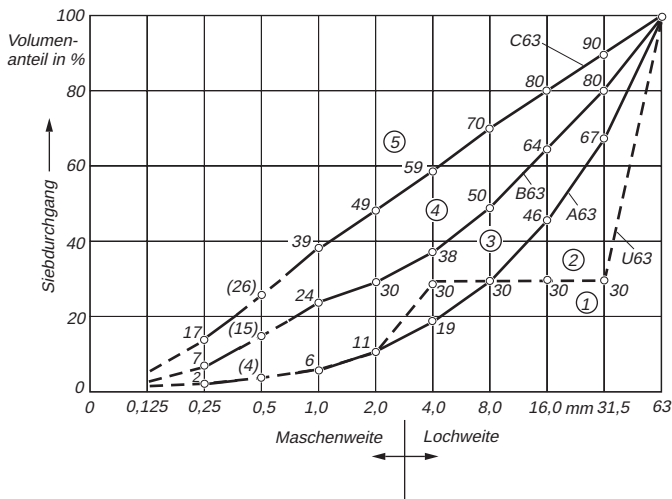
**Bild 5.** Grenzsieblinien der DIN 1045-2 für Gesteinskörnungen mit einem Größtkorn von 16 mm

Bei einem Auftrag des Siebdurchgangs in Vol.-% über der Korngröße gibt der jeweilige Ordinatenwert den Anteil des Korngemisches in Vol.-% an, der kleiner als die dazugehörige Korngröße ist. (Bei gleicher Dichte der Gesteinskörner ist Vol.-% gleich M.-%.) Ein Korngemisch kann einer stetigen oder einer unstetigen Sieblinie folgen. Unstetige Sieblinien, sogenannte Ausfallkörnungen, können zu einer besonders dichten Packung der Gesteinskörner führen, bedürfen aber besonderer Überlegungen. Die Sieblinienbereiche werden gekennzeichnet

durch: 1 grobkörnig, 2 Ausfallkörnig, 3 grob- bis mittelkörnig, 4 mittel- bis feinkörnig und 5 feinkörnig. Insbesondere zur Bestimmung des Wasseranspruchs werden Sieblinien durch Kennwerte charakterisiert. Dazu gehören z. B. die Körnungsziffer (k-Wert), die Durchgangssumme (D-Summe) und die Feinheitssumme (F-Wert). Auch die spezifische Oberfläche der Gesteinskörnung in  $\text{m}^2/\text{kg}$  kann zur Charakterisierung eines Korngemisches herangezogen werden. Die Körnungsziffer k und die Durchgangssumme D sind an bestimmte Siebsätze gebun-



**Bild 6.** Grenzsieblinien der DIN 1045-2 für Gesteinskörnungen mit einem Größtkorn von 32 mm



**Bild 7.** Grenzsieblinien der DIN 1045-2 für Gesteinskörnungen mit einem Größtkorn von 63 mm



den. Dies sind festgelegte Reihen von Sieben mit einer vorgegebenen Maschenweite, für die der Siebdurchgang bzw. der Siebrückstand bestimmt werden. In Verbindung mit der DIN 1045-2 sind dies die Siebe mit den Weiten 0,25; 0,5; 1,0; 2,0; 4,0; 8,0; 16,0; 31,5 und 63 mm. Die Körnungsziffer  $k$  ist definiert als die Summe der Rückstände auf allen Sieben dieses Siebsatzes bezogen auf das Gesamtgewicht des Korngemisches. Die D-Summe ist als Summe aller Siebdurchgänge des vollständigen Siebsatzes bis zu 63 mm definiert. Sie ist damit der Fläche unter der Sieblinie bei einem Auftrag entsprechend den Bildern 4 bis 7 proportional. Mit steigendem Feinkornanteil nimmt die D-Summe zu. Der  $k$ -Wert, der auch aus der D-Summe berechnet werden kann, nimmt dagegen mit steigendem Feinkornanteil ab. Weder  $k$ -Wert noch D-Summe sind eindeutige Kenngrößen, da unterschiedliche Sieblinien zu den gleichen  $k$ -Werten bzw. D-Summen führen können. Die spezifische Oberfläche eines Korngemisches kann unter Annahme einer kugelförmigen Form der Körner berechnet werden. Abweichungen von dieser Form werden durch einen Beiwert berücksichtigt.

Für die Herstellung von Beton nach DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2 sind Gesteinskörnungen mit einem Größtkorn von 8, 16, 32 oder 63 mm zu verwenden. Das Größtkorn sollte so groß wie möglich gewählt werden, da grobkörnige Korn-

gemische einen geringeren Wasseranspruch und damit auch einen geringeren Zementleimbedarf als feinkörnige Mischungen aufweisen. Das Größtkorn ist aber nach oben durch konstruktive Randbedingungen begrenzt. So soll es ein Drittel der kleinsten Querschnittsabmessung sowie den Abstand der Bewehrung und die Dicke der Betondeckung nicht wesentlich überschreiten.

In Tabelle 15 sind die Kennwerte der Regelsieblinien zusammen mit den dazugehörigen Wasseranspruchszahlen zusammengestellt. Über weitere grundsätzliche Angaben zur Kornzusammensetzung von Gesteinskörnung siehe u. a. [0.1].

Beton kann mit einer stetigen Sieblinie oder mit Ausfallkörnung entworfen werden. Die sachgerechte Anwendung von Ausfallkörnungen kann z. B. bei Waschbeton zweckmäßig sein, erfordert aber entsprechende Erfahrungen. Die Wahl einer stetigen Kornzusammensetzung oder einer Ausfallkörnung sollte vorwiegend von der Art des Vorkommens der Gesteinskörnung bestimmt werden, da aus technischer Sicht in der Regel beide verwendet werden können. Aus Gründen des Umweltschutzes und aus wirtschaftlichen Gründen ist es im Regelfall nicht mehr vertretbar, eine stetige oder eine unstetige Kornzusammensetzung zu fordern, wenn örtliche Vorkommen dies nicht erlauben.

## 2.3 Betonzusatzmittel

### 2.3.1 Definition

Betonzusatzmittel sind Stoffe zur Beeinflussung der Eigenschaften von Mörtel und Beton, die chemisch oder physikalisch wirken und dem Beton nur in geringen Mengen zugegeben werden. Nach DIN 1045-2 beträgt die zulässige Gesamtzugabemenge an Zusatzmitteln für unbewehrten Beton und für Stahlbeton bei Zugabe eines Zusatzmittels ( $\leq 50$  g je kg Zement und bei Zugabe mehrerer Zusatzmittel ( $\leq 60$  g je kg Zement. Für hochfesten Beton gelten 70 bzw. 80 g (ml) je kg Zement. Für Spannbeton ist die Zusatzmittelmenge im Allgemeinen auf ( $\leq 20$  g je kg Zement begrenzt. In der DIN EN 206-1 wird neben der zulässigen Gesamtzugabemenge von 50 g je kg Zement auch eine Untergrenze von 2 g je kg Zement angegeben, die nur unterschritten werden darf, wenn das Zusatzmittel vor der Zugabe in einem Teil des Zugabewassers gelöst wird.

### 2.3.2 Arten von Zusatzmitteln

Seit der Verabschiedung der europäischen Norm DIN EN 934 und der Einführung in Deutschland [2.19] sind die Zusatzmittel mit den ersten 8 Wirkungsgruppen nach Tabelle 16 genormt und können entsprechend DIN 1045-2 verwendet werden. Die Zusatzmittel CR, RH und SR bedürfen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik, Berlin (DIBt). In Tabelle

**Tabelle 15.** Kennwerte der Gesteinskörnung für die Kornverteilung und den Wasseranspruch

Sieblinie nach DIN 1045-2	Körnungsziffer $k$	D-Summe
A 8	3,64	536
B 8	2,89	611
C 8	2,27	673
U 8	3,87	513
A 16	4,61	439
B 16	3,66	534
C 16	2,75	625
U 16	4,88	412
A 32	5,48	352
B 32	4,20	480
C 32	3,30	570
U 32	5,65	335
A 63	6,15	285
B 63	4,91	409
C 63	3,72	528
U 63	6,57	243

**Tabelle 16.** Wirkungsgruppen von Betonzusatzmitteln [2.16]

Wirkungsgruppe	Kurzzeichen	Farbkennzeichen	Wirkung
Betonverflüssiger	BV	gelb	Verminderung des Wasseranspruchs und/oder Verbesserung der Verarbeitbarkeit
Fließmittel	FM	grau	stärkere Wirkung als BV, zur Herstellung von Fließbeton, SVB und hochfestem Beton
Luftporenbildner	LP	blau	Einführung gleichmäßig verteilter, kleiner Luftporen zur Erhöhung des Frost- und Taumittelwiderstandes
Dichtungsmittel	DM	braun	Verminderung der kapillaren Wasseraufnahme
Verzögerer	VZ	rot	Verzögerung des Erstarrens
Beschleuniger	BE	grün	Beschleunigung des Erstarrens und/oder des Erhärtens
Stabilisierer	ST	violett	Verminderung des Absonderns von Anmachwasser (Bluten)
Einpresshilfen	EH	weiß	Verbesserung der Fließfähigkeit, Verminderung des Wasseranspruchs und des Absetzens bzw. Erzielen eines mäßigen Quellens von Einpressmörtel
Chromat-reduzierer <sup>1)</sup>	CR	rosa	Reduktion von Chrom (VI) zu Chrom (III)
Recyclinghilfen für Waschwasser <sup>1)</sup>	RH	schwarz	Wiederverwendung von Waschwasser, das beim Reinigen von Mischfahrzeugen und Mischern anfällt
Sedimentations-reduzierer <sup>1)</sup>	SR	gelbgrün	Verringerung der Sedimentationsneigung von Frischbeton

<sup>1)</sup> mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung auf Basis von [2.16]

16 sind die Wirkungsgruppen aufgeführt. In der europäischen Norm wird noch unterschieden, ob die Beschleuniger das Erstarren oder das Erhärtens beschleunigen. Außerdem gibt es dort kombinierte Wirkungen (VZ + BV, VZ + FM, BE + BV), so dass man in der Summe auf 11 Wirkungsgruppen kommt. Multifunktionale Betonzusatzmittel der Wirkungsgruppen „VZ + BV“ und „BE + BV“ dürfen zur Herstellung von Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 allerdings nicht verwendet werden. Neu hinzugekommen in DIN EN 934-2:2012-08 ist der *Viskositätsmodifizierer*, ein Zusatzmittel, das zur Begrenzung der Entmischung durch Verbesserung der Kohäsion in den Beton gegeben wird.

### 2.3.3 Anwendungsgebiete

*Betonverflüssiger* (BV) reduzieren den Wasseranspruch des Betons. Sie ermöglichen es daher, bei gegebenem Wassergehalt des Betons seine Verarbeitbarkeit zu verbessern bzw. bei vorgegebener Konsistenz und vorgegebenem Wasserzementwert den Wasser- und den Zementgehalt zu reduzieren.

*Fließmittel* (FM) sind besonders wirksame Betonverflüssiger, jedoch mit begrenzter Wirkungsdauer. Sie sind von besonderer Bedeutung für die Herstellung von Fließbeton und selbstverdichtendem Beton sowie für die Herstellung von hochfestem Beton mit sehr niedrigen Wasserzementwerten. Je nach chemischer Zusammensetzung können Betonverflüssiger und Fließmittel auch verzögernd wirken. Vor der gemeinsamen Verwendung eines Fließmittels und eines Luftporenbildners muss das sachgerechte Zusammenwirken beider Zusatzmittel überprüft werden, da Fließmittel trotz ausreichenden Luftgehalts im Frischbeton den Mikroluftporengehalt von Luftporenbeton beeinträchtigen können. Jüngere Erfahrungen in der Praxis haben gezeigt, dass die Wirkung hochleistungsfähiger Fließmittel (PCE) durch eine geringe Verunreinigung der Gesteinskörnung mit Tonmineralien erheblich herabgesetzt werden kann [2.39]. Bei der Herstellung von fließfähigen Betonen ist, wegen ihrer in der Regel nur begrenzten Wirkungsdauer, häufig ein Nachdosieren von Fließmitteln erforderlich.

**Luftporenbildner (LP)** sollen zur Erzielung eines hohen Frost- bzw. Frost- und Tausalz widerstandes eine ausreichende Menge kleiner, gleichmäßig verteilter Luftporen im Zementstein erzeugen. Gleichzeitig wird damit die Verarbeitbarkeit des Frischbetons etwas verbessert oder sein Wasseranspruch vermindert. Berücksichtigt man dies bei der Wasserzugabe, so wird bei gleicher Frischbetonkonsistenz die Druckfestigkeit des erhärteten Betons weniger vermindert als dies infolge des erhöhten Porenvolumens des Zementsteins zu erwarten wäre. Die Wirksamkeit von Luftporenbildnern und auch die anderer Zusatzmittel kann durch andere, gleichzeitig verwendete Zusatzmittel beeinträchtigt werden (siehe oben) und hängt von der Temperatur des Frischbetons ab. So ist z. B. zur Erzielung eines bestimmten Luftgehalts im Frischbeton bei einer Frischbetontemperatur von 30 °C das 1,2- bis 1,9-Fache der Zusatzmittelmenge erforderlich, die bei einer Frischbetontemperatur von 20 °C erforderlich wäre. Bei einer Frischbetontemperatur von 5 °C sinkt die Zusatzmittelmenge auf das 0,6- bis 0,9-Fache der bei 20 °C erforderlichen Menge ab.

**Dichtungsmittel (DM)** sollen die Wasseraufnahme von Beton durch kapillares Saugen vermindern. Dies soll durch eine Hydrophobierung des Kapillarporensystems oder durch ein Verstopfen der Poren z. B. durch quellfähige Substanzen erzielt werden. Auch verflüssigende Zusatzmittel wirken indirekt als dichtend, wenn damit der Wasserzementwert und die Kapillarporosität verringert werden. Die Bedeutung der Dichtungsmittel, deren Langzeitwirkung ohnehin nicht immer gegeben ist, wird vielfach überschätzt, weil ein sachgerecht zusammengesetzter, hergestellter und nachbehandelter Beton die Verwendung von Dichtungsmitteln unnötig macht und durch Dichtungsmittel kaum verbessert wird.

**Verzögerer (VZ)** werden verwendet, wenn der Zeitraum, in dem der Frischbeton verarbeitbar bleiben soll, im Vergleich zu einem Beton ohne Zusatzmittel deutlich, d. h. um mehrere Stunden, verlängert werden soll. Einige Verzögerer wirken gleichzeitig verflüssigend. Sie greifen in den Reaktionsablauf des Zements direkt ein und sind daher in ihrer Wirkung nicht leicht zu beherrschen. Ihre Wirksamkeit hängt entsprechend vom jeweils verwendeten Zement, von der Temperatur und von der Zugabemenge ab, sodass unter Umständen sogar ein Umschlagen der Wirkung möglich ist. Die Richtlinie für Beton mit verlängerter Verarbeitungszeit des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [2.18] lässt bei Transportbeton die Zugabe des Verzögerers auch auf der Baustelle zu, wenn die Verarbeitungszeit mehr als 12 Stunden betragen soll und wenn eine Reihe weiterer Bedingungen erfüllt wird. Grundsätzlich ist bei einer Verzögerung des Erstarrens des Betons um mehr als 3 Stunden mit besonderer Sorgfalt vorzugehen, um Schäden, z. B. durch Rissbildung infolge Frühschwindens zu vermeiden.

Eine gute Nachbehandlung vorausgesetzt, die bei verzögertem Beton besonders wichtig ist, liegt die Druckfestigkeit von verzögertem Beton in höherem Alter häufig über jener eines sonst gleichen Betons ohne Zusatzmittel.

**Beschleuniger (BE)** sollen die Entwicklung der Frühfestigkeit und damit meist auch das Erstarren des Frischbetons beschleunigen. Die früher als Beschleuniger eingesetzten Chloride, insbesondere Calciumchlorid, dürfen jedoch nach den deutschen Normen und auch nach der Norm DIN EN 206-1 für Stahl- und Spannbeton nicht mehr verwendet werden, da sie – ebenso wie Thiocyanate – korrosionsgefährdend für den Bewehrungsstahl und insbesondere für den Spannstahl sein können. Da von der harmonisierten europäischen Betonzusatzmittelnorm DIN EN 934-2 nur Erstarrungsbeschleuniger mit mäßiger Beschleunigung des Erstarrens abgedeckt sind, wurde die neue Wirkungsgruppe „Spritzbetonbeschleuniger (SBE)“ eingeführt. Diese Beschleuniger bewirken ein sofortiges Erstarren und sind somit von genormten Erstarrungsbeschleunigern deutlich abgegrenzt. Beschleuniger kommen heute meist nur noch für Sonderaufgaben, häufig aber bei Spritzbeton zum Einsatz.

**Einpresshilfen (EH)** sollen den Wasseranspruch und das Absetzen des Einpressmörtels in Spannkänen vermindern, seine Fließfähigkeit verbessern und den Mörtel mäßig quellen lassen.

**Stabilisierer (ST)** sollen eine Entmischung des Frischbetons, insbesondere das Absondern von Wasser, das so genannte Bluten, und bei Leichtbeton das Aufschwimmen von Zuschlagkörnern mindern. Bei selbstverdichtendem Beton gibt es den sog. Stabilisierer-Typ, bei dem das Entmischen durch Zugabe von Stabilisierern, meist natürlichen Polysacchariden, verhindert wird. Bei Unterwasserbeton verbessern sie den Zusammenhalt.

Einige Stabilisierer, die in Deutschland hergestellt werden, erfüllen nicht mehr die Anforderungen nach DIN EN 934-2. Für diese Gruppe von Stabilisierern wurde die Wirkungsgruppe „Sedimentationsreduzierer (SR)“ mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung geschaffen.

**Chromatreduzierer (CR)** sollen Chrom (VI)-Verbindungen in Chrom (III)-Verbindungen reduzieren. Chrom (VI)-Verbindungen sind um den Faktor 1000 giftiger als Chrom (III)-Verbindungen und gelten als krebserregend. Bei Zementen mit hohem Chromgehalt kann es zur Ausbildung von Hautekzemen kommen (sog. Maurerkrätze).

**Recyclinghilfen für Waschwasser (RH)** werden zum Reinigen von Mischfahrzeugen und Mischern eingesetzt. Es handelt sich dabei um chemische Verbindungen, die die Reaktion von Zement durch Komplexsalzbildung sehr stark hemmen.

Über Angaben zur chemischen und physikalischen Wirkungsweise von Betonzusatzmitteln siehe unter anderem [0.1] und [0.2].

### 2.3.4 Weitere Anforderungen

Die Produktion von Betonzusatzmitteln geschieht unter einer werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) und deren Zertifizierung durch eine notifizierte Stelle [2.19]. Von besonderer Bedeutung ist der Nachweis ihrer Betonverträglichkeit und der Nachweis, dass sie keine Stoffe enthalten, die den Korrosionsschutz der Bewehrung beeinträchtigen. Daher darf der Halogengehalt der Betonzusatzmittel, ausgedrückt als  $\text{Cl}^-$ , 0,2 M.-%, bei Einpresshilfen 0,1 M.-% nicht überschreiten. Die Anforderungen an das Korrosionsverhalten von Zusatzmitteln sowie das europäische Vorgehen zur Beurteilung des Korrosionsverhaltens über eine Liste von Inhaltsstoffen von Zusatzmitteln („Verzeichnis der anerkannten Substanzen“ (Anhang A.1) und „Verzeichnis der zu deklarierenden Substanzen“, (Anhang A.2)) sind in dem neuen Teil 1 der Normreihe EN 934 enthalten. Betonzusatzmittel, die Stoffe nach DIN EN 934-1:2008, Anhang A.2, enthalten, dürfen nicht verwendet werden.

Ausgenommen hiervon sind Sulfide und Formiate. Letztere dürfen jedoch nicht in Zusatzmitteln enthalten sein, die für Beton bei vorgespannten Tragwerken eingesetzt werden.

Granulatartige Betonzusatzmittel dürfen nur verwendet werden, wenn ihre Eignung durch eine allgemeine bauaufsichtlichen Zulassung oder eine Europäische Technische Zulassung nachgewiesen wurde.

Nach DIN 1045:1988 war bei der Verwendung von Betonzusatzmitteln stets eine Eignungsprüfung mit der für die Ausführung vorgesehenen Betonzusammensetzung erforderlich. Bei wechselnden Umgebungstemperaturen sollte diese Eignungsprüfung unter Bedingungen der Bauausführung vorgenommen werden. Außer bei Fließmitteln dürfen dem Beton nicht mehrere Zusatzmittel der gleichen Wirkungsgruppe zugegeben werden. Bei der Herstellung eines Betons mit mehreren Betonzusatzmitteln unterschiedlicher Wirkungsgruppen muss nach DIN EN 206-1 eine Erstprüfung durchgeführt werden. Sonst ist sie nur erforderlich, wenn eine neue Betonzusammensetzung verwendet werden soll. Wenn Erfahrung vorliegt, und wenn in der Erstprüfung untere und obere Grenzwerte der Zusatzmitteldosierung untersucht wurden, brauchen nach DIN 1045-2 für Dosierungen innerhalb dieser Grenzen keine neuen Erstprüfungen durchgeführt zu werden. Die Betonzusammensetzung darf dabei um  $\pm 15 \text{ kg Zement/m}^3 \text{ Beton}$  und  $\pm 15 \text{ kg Flugasche/m}^3 \text{ Beton}$  schwanken.

Die Gesamtmenge an Zusatzmitteln darf weder die vom Zusatzmittelhersteller empfohlene Höchstdosierung noch  $50 \text{ g/kg Zement}$  im Beton überschreiten, sofern nicht der Einfluss einer höheren Dosierung auf die Leistungsfähigkeit und die Dauerhaftigkeit des Betons nachgewiesen wurde. Bei Verwendung mehrerer Betonzusatzmittel unterschiedlicher Wirkungsgruppen bis zu einer insgesamt zugegebenen Menge von  $60 \text{ g/kg Zement}$  ist ein besonderer Nachweis nicht erforderlich. Bei Verwendung von Zementen nach DIN 1164-11 oder DIN 1164-12 in Kombination mit mehreren Betonzusatzmitteln unterschiedlicher Wirkungsgruppen ist die Zugabe der Betonzusatzmittel auf  $50 \text{ g/kg Zement}$  begrenzt. Flüssige Zusatzmittel sind auf den Wassergehalt bei der Bestimmung des Wasserelementwerts anzurechnen, wenn ihre Gesamtmenge  $3,0 \text{ dm}^3 \text{ je m}^3 \text{ Beton}$  überschreitet.

## 2.4 Betonzusatzstoffe

### 2.4.1 Definitionen

Betonzusatzstoffe sind fein verteilte Stoffe, die durch chemische oder physikalische Wirkung bestimmte Betoneigenschaften, z. B. Konsistenz, Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtheit oder Farbe beeinflussen. Sie müssen unschädlich sein, d. h. sie dürfen das Ansteifungsverhalten, das Erstarren und das Erhärten sowie die Festigkeit und die Dauerhaftigkeit des Betons und den Korrosionsschutz der Bewehrung im Beton nicht beeinträchtigen und mit den Bestandteilen des Betons keine störenden Verbindungen eingehen. Beteiligen sich Betonzusatzstoffe an der Erhärtung oder beeinflussen sie wesentlich die Eigenschaften des Betons auf andere Weise, z. B. durch ihre Granulometrie, so müssen sie außerdem sowohl hinsichtlich ihrer chemischen und mineralogischen Beschaffenheit als auch hinsichtlich ihrer technischen Eigenschaften sehr gleichmäßig sein. Betonzusatzstoffe unterliegen einer Überwachung, bestehend aus einer werkseigenen Produktionskontrolle und einer Fremdüberwachung, deren Einzelheiten in den entsprechenden Normen bzw. im Zulassungs- oder im Prüfbescheid geregelt sind.

DIN EN 206-1 fordert, die Betonzusammensetzung bei Verwendung von Zusatzstoffen stets aufgrund von Erstprüfungen festzulegen. Eine neue Erstprüfung ist nicht erforderlich, wenn z. B. der Flugaschegehalt bis zu  $15 \text{ kg/m}^3$  schwankt.

Zusatzstoffe können in die Gruppen inerte Stoffe und Pigmente, puzzolanische Stoffe, latent hydraulische Stoffe und organische Stoffe eingeteilt werden. Einen Überblick gibt z. B. [0.1].

Nach DIN EN 206-1 wird unterschieden in Zusatzstoffe Typ I und Zusatzstoffe Typ II. Typ I sind nahezu inaktive Zusatzstoffe, wie z. B. Gesteinsmehl, die einen geringen Effekt dadurch haben, dass sie

als Kristallisationsflächen wirken. Typ II sind die puzzolanischen und latenthdraulischen Zusatzstoffe, z. B. Flugasche, Hüttensandmehl und Silicastaub.

### 2.4.2 Inerte Stoffe und Pigmente

Inerte Stoffe beteiligen sich unter normalen Bedingungen nicht an der Reaktion mit Zement und Wasser. Zu ihnen gehören die Gesteinsmehle z. B. aus Quarz oder Kalkstein. Sie werden eingesetzt, um Verarbeitbarkeit und Zusammenhalt von Betonen aus feinteilarmen Sanden durch Erhöhung des Mehlkorngehalts zu verbessern. Verschiedentlich wurden jedoch auch Hypothesen über eine hydraulische Wirkung von Kalksteinmehl entwickelt, z. B. [0.6]. Inerte Stoffe genügen häufig den Anforderungen der DIN EN 12620 und können dann entsprechend eingesetzt werden.

Auch Pigmente zum Einfärben des Betons gelten als Betonzusatzstoffe nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2. Sie müssen gegenüber verschiedenen Einwirkungen ausreichend widerstandsfähig sein, so z. B. gegenüber Licht und alkalischen Wirkungen aus dem Beton. Aus diesem Grunde werden überwiegend Metalloxide, z. B. Eisenoxidrot, -braun, -schwarz, -gelb, Chromoxidgrün, Cobaltblau und Titandioxid sowie Ruß verwendet, siehe auch DIN EN 12878 sowie [2.20]. Für den Einsatz in Beton nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 dürfen nur anorganische Pigmente und Pigmentruß verwendet werden.

Für die Verwendung in standsicherheitsrelevanten Bauteilen aus Stahlbeton oder Spannbeton muss für Pigmente in Lieferform (Pigmentmischungen und wässrige Pigmentpräparationen) nachgewiesen sein, dass das Pigment keine korrosionsfördernde Wirkung auf den im Beton eingebetteten Stahl hat.

Pigmente nach DIN EN 12878 müssen hinsichtlich Druckfestigkeit die Anforderungen der Kategorie B erfüllen. Pigmente nach DIN EN 12878 müssen hinsichtlich des Gehalts an wasserlöslichen Substanzen die Anforderungen der Kategorie B erfüllen. Bei Verwendung nicht-pulverförmiger Pigmente darf der Gehalt an wasserlöslichen Substanzen bis zu 4 % Massenanteil, bezogen auf den Feststoffgehalt, betragen, vorausgesetzt, die wasserlöslichen Anteile entsprechen den Anforderungen von DIN EN 934-2.

Pigmente mit einem Gesamtlorgehalt von  $\leq 0,10\%$  Massenanteil dürfen ohne besonderen Nachweis verwendet werden.

Pigmente der Kategorie mit deklariertem Gesamtlorgehalt dürfen verwendet werden, wenn der höchstzulässige Chloridgehalt im Beton, bezogen auf die Zementmasse, den Anforderungswert der in Tabelle 10 Betonnormen nicht überschreitet. Die Farbwirkung der Pigmente und die erforderli-

che Zugabemenge, die möglichst auf das unbedingt notwendige Maß begrenzt werden sollte, sind abhängig von der Betonzusammensetzung und können zuverlässig nur am ausgetrockneten Beton beurteilt werden. Die Farbwirkung an Betonflächen soll bei neueren Pigmenten mit größeren Teilchendurchmessern dauerhafter sein.

### 2.4.3 Puzzolanische Stoffe

Puzzolanische Stoffe weisen hohe Anteile an Kieselsäure oder Kieselsäure und Tonerde auf und sind dadurch charakterisiert, dass sie mit Wasser und Calciumhydroxid reagieren. Im Beton entsteht das Calciumhydroxid bei der Hydratation des Portlandzementklinkers. Die Reaktionsprodukte sind in Zusammensetzung und Struktur dem Zementstein ähnlich. Die Reaktionsgeschwindigkeit der Puzzolane ist aber wesentlich langsamer als jene der Zemente, sodass puzzolanhaltige Betone einer guten Nachbehandlung bedürfen, damit in höherem Alter die puzzolanischen Zusatzstoffe wirksam werden.

Die in Deutschland gebräuchlichsten Puzzolane, die als Betonzusatzstoffe Einsatz finden, sind natürlicher Trass nach DIN 51043 sowie Flugasche (FA) nach DIN EN 450, Silicastaub nach DIN EN 13263 bzw. silicatische Feinstäube (SF) und getempertes Gesteinsmehl (GG). Die zwei zuletzt genannten Betonzusatzstoffe bedürfen einer bauaufsichtlichen Zulassung, die in [2.21] geregelt ist.

Flugaschen fallen als Rückstände bei der Verbrennung fein gemahlener Kohle in Kohlekraftwerken an. Sie sind im Rauchgas enthalten und werden über Elektrofilter abgeschieden. Die Reaktionsfähigkeit der Flugaschen ist einerseits auf ihre kleine Teilchengröße, andererseits auf ihre teilweise amorphe, d. h. glasige Struktur zurückzuführen, die wegen der raschen Abkühlung der Asche entsteht. Der Glasanteil der Aschen hängt von der Feuerungsart bei der Kohleverbrennung ab. So unterscheidet man zwischen Flugaschen aus Trockenfeuerungs- und aus Schmelzfeuerungsanlagen. Obwohl bei Schmelzkammeraschen wegen der höheren Brenntemperatur ein höherer Glasanteil und damit eine höhere Reaktionsfähigkeit als bei Trockenfeuerungsaschen zu erwarten ist, kann dies nach [2.22] nicht verallgemeinert werden. Die Korngrößenverteilung von Steinkohleflugaschen liegt etwa im Bereich üblicher Zemente. Flugaschepartikel sind jedoch – anders als Zementkörner – überwiegend kugelig, was sich insbesondere auf die Verarbeitbarkeit von flugaschehaltigem Frischbeton günstig auswirkt. Zur chemischen Zusammensetzung der in Deutschland verwendeten Steinkohleflugaschen siehe z. B. [0.1, 2.26].

Die Anrechenbarkeit von Flugasche nach DIN EN 450 auf den Zementgehalt und die Obergrenze des Wasserzementwertes werden in DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 geregelt.



An die Flugaschen nach DIN EN 450 werden chemische und physikalische Anforderungen gestellt. Der Glühverlust darf 5 M.-% (Kategorie A), der Chloridgehalt 0,10 M.-%, der  $\text{SO}_3$ -Gehalt 3 M.-% und der Gehalt an freiem Calciumoxid 1,0 M.-% nicht überschreiten. Der Gehalt an Freikalk CaO darf weniger als 2,5 M.-% betragen, wenn die Anforderungen an die Raumbeständigkeit erfüllt werden. Neben der Raumbeständigkeit betreffen die physikalischen Anforderungen die Kornrohdichte, die Feinheit und den Aktivitätsindex. Der Aktivitätsindex ist das Verhältnis der im gleichen Alter geprüften Druckfestigkeiten von genormten Mörtelprismen, die einen Massenanteil von 75 % Referenzzement und 25 % Flugasche enthalten, sowie genormten Mörtelprismen, die ausschließlich mit Referenzzement hergestellt sind. Der Referenzzement ist ein CEM I 42,5 und durch Mahlfineheit,  $\text{C}_3\text{A}$ -Gehalt und Alkaliengehalt gekennzeichnet. Der Aktivitätsindex muss nach 28 Tagen mindestens 75 % und nach 90 Tagen mindestens 85 % betragen. Der ermittelte Aktivitätsindex charakterisiert zwar die geprüfte Flugasche, gibt jedoch keine direkte Information über den Festigkeits- und Dauerhaftigkeitsbeitrag der Flugasche im Beton.

Flugasche als Betonzusatzstoff beeinflusst sowohl die Eigenschaften des frischen als auch des erhärteten Betons. So wird bei einem teilweisen Ersatz des Zements durch Flugasche wegen der kugelförmigen Form ihrer Partikel der Wasseranspruch des Betons reduziert bzw. bei gleichbleibendem Wassergehalt die Konsistenz verbessert. Flugasche kann sich auch auf die Pumpbarkeit des Frischbetons günstig auswirken.

Ein wesentliches Beurteilungskriterium für die Eignung einer Flugasche als Betonzusatzstoff ist die Festigkeitsentwicklung eines damit hergestellten Betons. Dazu werden in der Regel ca. 20 bis 35 Gew.-% des Zements gegen Flugasche ausgetauscht und Betonmischungen mit und ohne Flugasche bei gleichem Wassergehalt hergestellt. Ein Vergleich der Festigkeitsentwicklung gibt Aufschluss über die puzzolanische Wirkung der Flugasche. Während der ersten Wochen liefert die Flugasche noch keinen wesentlichen Beitrag, sodass die Druckfestigkeit der flugaschehaltigen Mörtel noch deutlich unter jener des Vergleichsmörtels liegt und etwa der Druckfestigkeit eines Mörtels entspricht, bei dem anstelle eines Zementaustauschs durch Flugasche ein gleich großer Austausch durch ein inertes Gesteinsmehl erfolgte. Mit steigendem Betonalter – günstige Erhärtungsbedingungen vorausgesetzt – nähert sich die Druckfestigkeit bei geeigneten Flugaschen immer mehr der Druckfestigkeit des Vergleichsmörtels und kann diese sogar deutlich überschreiten (siehe u. a. [0.1, 2.22]). Das Ausmaß der Festigkeitssteigerung hängt dabei von der Zementart, mit der eine bestimmte Flugasche kombiniert wird, ab. Sie ist bei Portlandzementen im All-

gemeinen ausgeprägter als bei Zementen mit hohen Anteilen an Zumahlstoffen.

Wegen der geringeren chemischen Aktivität von Flugaschen im Vergleich zu Zementen wird die Hydratationswärme von Mörteln und Betonen vermindert, wenn ein Teil des Zements durch Flugasche ersetzt wurde (siehe dazu auch Abschn. 4.2 und [2.24]).

Von besonderer Bedeutung ist die Dauerhaftigkeit flugaschehaltiger Betone. Nach [2.25] unterscheiden sich die Carbonatisierungseigenschaften von Betonen, bei denen ein Teil des Zements durch Flugaschen ersetzt wurden, nur wenig von den entsprechenden Eigenschaften der Referenzbetone ohne Flugasche. Untersuchungen zeigten, dass bei nur 2-tägiger Nachbehandlung die Carbonatisierungstiefen von Betonen mit und ohne Flugasche deutlich höher als bei 7-tägiger Nachbehandlung waren und darüber hinaus mit zunehmendem Hütensandgehalt der Zemente größer wurden. Sowohl bei einer 2- als auch bei einer 7-tägigen Nachbehandlung war der Einfluss der Flugasche auf die Carbonatisierung jedoch geringer als der Einfluss von Art und Festigkeitsklasse des Zements.

Nach [2.26] wird der Sulfatwiderstand von Beton durch Zugabe von Flugasche bei Einhaltung bestimmter Randbedingungen wesentlich verbessert. Untersuchungen zum Frostwiderstand flugaschehaltiger Betone ergaben, dass der Frostwiderstand von flugaschehaltigen Betonen, die entsprechend den Anforderungen der DIN EN 206-1/DIN 1045-2 an Beton mit hohem Frostwiderstand zusammengesetzt sind, sich nicht signifikant vom Frostwiderstand von Referenzbetonen ohne Flugasche unterscheidet. Über eine deutliche Verringerung des Eindringens von Chloriden in flugaschehaltige Betone im Vergleich zu Betonen aus reinem Portlandzement wird in [2.27] berichtet. Maßgeblich für die Verringerung der Chloriddiffusionskoeffizienten in flugaschehaltigen Betonen im Vergleich zu Betonen aus Portlandzement ist die spezifische Ausbildung der Porenstruktur. Es tritt eine effektive Abminderung der transportrelevanten Kapillarporenquerschnitte durch CSH-Phasen der puzzolanischen Reaktion auf. Diese Wirkung ist auf die Verringerung des wirksamen Porenquerschnitts und auf die Querschnittsveränderlichkeit entlang des Transportwegs zurückzuführen. Weiterhin treten Interaktionen der Chloridionen mit den Porenoberflächen bzw. den elektrischen Doppelschichten auf, die sich aufgrund von Ladungsdifferenzen auf der Oberfläche des Zementsteins bilden. Dieser Effekt wird als „ionogener Porenverschlusseffekt“ bezeichnet.

Die DIN 1045-2 erlaubt die Anrechnung puzzolanischer Betonzusatzstoffe auf den Mindestzementgehalt bzw. auf den höchstzulässigen Wassermenge nach dem k-Wert-Ansatz (s. auch [2.26]).

Demnach darf Flugasche gemäß DIN EN 206-1/ DIN 1045-2 bei der Betonzusammensetzung auf den Zementgehalt und mit dem Anrechenbarkeitswert  $k_f$  auf den äquivalenten Wasserzementwert angerechnet werden. Dabei kann der Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Flugasche für alle Expositionsklassen gegenüber dem Mindestzementgehalt ohne Flugascheverwendung um einen bestimmten Betrag reduziert werden, wenn eine der folgenden Zementarten verwendet wird:

- Portlandzement (CEM I)
- Portlandsilicastaubzement (CEM II/A-D)
- Portlandhüttenzement (CEM II/A-S oder CEM II/B-S)
- Portlandschieferzement (CEM II/A-T oder CEM II/B-T)
- Portlandkalksteinzement (CEM II/A-LL)
- Portlandpuzzolanzement (CEM II/A-P)
- Portlandflugaschezement (CEM II/A-V)
- Portlandkompositzemente nach Tabelle 10 (CEM II/A-M mit den Hauptbestandteilen S, D, P, V, T, LL)
- Portlandkompositzemente nach Tabelle 10 (CEM II/B-M (S-D, S-T, D-T))
- Hochofenzement (CEM III/A)
- Hochofenzement (CEM III/B) mit bis 70 % (Massenanteil) Hüttensand, wenn die Zusammensetzung entsprechend DIN EN 197-1 nachgewiesen ist.

Dabei darf die Summe von Zement- und Flugaschegehalt ( $z + f$ ) die geforderten Mindestzementgehalte von Betonen ohne Zusatzstoffe nicht unterschreiten.

Die Flugasche darf bei Verwendung der vorgenannten Zemente in allen Expositionsklassen angerechnet werden, lediglich bei Verwendung von Zementen mit dem Hauptbestandteil „D“ (Silicastaub) ist bei den Expositionsklassen XF2 und XF4 eine Anrechnung ausgeschlossen.

Zur Anrechnung der Flugasche darf anstelle des höchstzulässigen Wasserzementwertes ( $w/z$ ) der höchstzulässige äquivalente Wasserzementwert ( $w/z_{eq} = w/(z + k_f \cdot f_b)$ ) verwendet werden. Der  $k_f$ -Wert (Anrechenbarkeitswert) beträgt für alle Expositionsklassen 0,4 und in besonderen Anwendungsfällen 0,7. Dabei muss die Höchstmenge Flugasche, die auf den Wasserzementwert angerechnet werden darf, bei Zementen ohne die Hauptbestandteile P, V und D der Bedingung

$$f/z \leq 0,33 \text{ in Massenanteilen,}$$

bei Zementen mit den Hauptbestandteilen P oder V ohne den Hauptbestandteil D der Bedingung

$$f/z \leq 0,25 \text{ in Massenanteilen und}$$

bei Zement mit dem Hauptbestandteil D

$$f/z \leq 0,15 \text{ in Massenteilen}$$

genügen.

Falls eine größere Menge Flugasche als Betonzusatzstoff verwendet wird, darf die Mehrmenge bei der Berechnung des äquivalenten Wasserzementwertes nicht berücksichtigt werden.

Bei Zementen mit dem Hauptbestandteil D (Silicastaub) darf keine über  $f/z = 0,15$  hinausgehende Menge Flugasche verwendet werden.

Die Anwendungsregeln für Flugasche mit anderen Zementen, die oben nicht aufgeführt sind, sind in bauaufsichtlichen Zulassungen festgelegt.

In Tabelle 17a sind die für die Anrechnung von Flugasche zugelassenen Zementarten und die anrechenbaren Flugaschemengen zusammengestellt.

Zur Herstellung von Beton mit hohem Sulfatwiderstand darf anstelle von SR-Zement nach DIN EN 197-1 eine Mischung aus Zement und Flugasche

**Tabelle 17a.** Für die Anrechnung von Flugasche zugelassene Zementarten und anrechenbare Flugaschemengen

Zement z	Anrechenbare Flugaschemenge $f_b$
CEM I	$f_b \leq 0,33 \text{ z}$
CEM II/A-(S,LL,T)	
CEM II/B-(S,T)	
CEM II/A-M [(S-T), (S-LL), (T-LL)]	
CEM II/B-M [(S-T)]	
CEM III/A	$f_b \leq 0,25 \text{ z}$
CEM III/B <sup>1)</sup>	
CEM II/A-P	
CEM II/A-V	
CEM II/A-M [(S-V), (V-T), (V-LL), (S-P), (P-V), (P-T), (P-LL)]	
CEM II/A-D	$f_b \leq 0,15 \text{ z} \text{ } ^2)$
CEM II/A-M [(S-D), (D-T), (D-LL), (D-P), (D-V)]	
CEM II/B-M [(S-D), (D-T)]	

<sup>1)</sup> max 70 M.-% Hüttensand

<sup>2)</sup> Bei den Zementen mit dem Hauptbestandteil D darf keine über  $f = 0,15 \text{ z}$  hinausgehende Menge Flugasche verwendet werden.



verwendet werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten werden:

- Sulfatgehalt des angreifenden Wassers:  
 $\text{SO}_4^{2-} \leq 1500 \text{ mg/l}$
- Zementart CEM I, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-V, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM II/A-LL oder CEM III/A sowie Portlandkompositzemente nach Tabelle 10 CEM II/A-M mit den Hauptbestandteilen S, V, T, LL und Portlandkompositzement CEM II/B-M (S-T)
- Der Flugascheanteil, bezogen auf den Gehalt an Zement und Flugasche ( $z + f$ ), muss bei den Zementarten CEM I, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-V und CEM II/A-LL sowie bei Portlandkompositzementen nach Tabelle 10 CEM II/A-M mit den Hauptbestandteilen S, V, T, LL und Portlandkompositzement CEM II/B-M (S-T) mindestens 20 % (Massenanteil), bei den Zementarten CEM II/A-T, CEM II/B-T und CEM III/A mindestens 10 % (Massenanteil) betragen (s. auch Tabelle 17b).

Bei der Herstellung von Beton für tragende Bauteile unter Wasser darf Flugasche eingesetzt und wie folgt angerechnet werden:

- Der Gehalt an Zement und Flugasche ( $z + f$ ) darf  $350 \text{ kg/m}^3$  nicht unterschreiten.
- Der äquivalente Wasserzementwert  $(w/z)_{\text{eq}} = w/(z + 0,7f_b)$  darf 0,60 nicht überschreiten; er muss kleiner sein, wenn andere Beanspruchungen es erfordern (z. B. Expositionsklasse XA).
- Die maximale Menge der auf  $(w/z)_{\text{eq}}$  anrechenbaren Flugasche beträgt  $\max f_b = 0,33 z$ .

Bei einem Größtkorn der verwendeten Gesteinskörnung von 16 mm wird empfohlen, analog zur Regelung für den Bohrpfahlbeton zu verfahren. Die Grenzwerte für den Mehlkorngelhalt nach DIN 1045-2 dürfen überschritten werden.

Für Bohrpfahlbeton nach DIN EN 1536 in Verbindung mit DIN SPEC 18140 [2.37] sind beim Einsatz von Flugasche einige Sonderregeln zu beachten. Flugasche nach DIN EN 450-1 zur Herstellung von Bohrpfahlbeton darf grundsätzlich unter den Bedingungen gemäß DIN 1045-2 angerechnet werden. Abweichend davon gilt gemäß DIN SPEC 18140:

- der Gehalt an Zement und Flugasche ( $z + f$ ) darf bei einem Größtkorn von 32 mm  $350 \text{ kg/m}^3$  und einem Größtkorn von 16 mm  $400 \text{ kg/m}^3$  nicht unterschreiten;
- der Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Flugasche darf bei einem Größtkorn von 32 mm  $270 \text{ kg/m}^3$  und einem Größtkorn von 16 mm  $300 \text{ kg/m}^3$  nicht unterschreiten;
- der äquivalente Wasserzementwert  $(w/z)_{\text{eq}}$  wird mit  $k_f = 0,7$  berechnet.

Die Anforderung „ $(w/z)_{\text{eq}} \leq 0,60$ “ ist in DIN SPEC 18140 entfallen, da sie bereits in DIN EN 1536 enthalten ist. Die zulässigen Zementarten für die Herstellung von Bohrpfählen nach DIN EN 1536 sind gegenüber Beton nach DIN 1045-2 grundsätzlich auf die folgende Auswahl beschränkt:

- Portlandzement (CEM I)
- Portlandhüttenzement (CEM II/A, CEM II/B-S)
- Portlandsilicastaubzement (CEM II/A-D)

**Tabelle 17b.** Anrechnung von Flugasche und Mindestflugaschemenge bei Beton mit hohem Sulfatwiderstand

Zement	Anrechenbarer Flugaschegehalt $f_b$	Mindestmenge Flugasche $\min f$
CEM I	$f_b \leq 0,33 z$	$\min f = 0,2 (z + f)$ bzw. $\min f = 0,25 z$
CEM II/A-(S,LL)		
CEM II/B-S		
CEM II/A-M [(S-T), (S-LL), (T-LL)]		
CEM II/B-M (S-T)		
CEM II/A-V	$f_b \leq 0,25 z$	
CEM II/A-M [(S-V), (V-T), (V-LL)]		
CEM II/A-T	$f_b \leq 0,33 z$	$\min f = 0,1 (z + f)$ bzw. $\min f = 0,11 z$
CEM II/B-T		
CEM III/A		

- Portlandflugaschezement (CEM II/A-V, CEM II/B-V)
- Portlandpuzzolanzement (CEM II/A-P, CEM II/B-P)
- Portlandschieferzement (CEM II/A-T, CEM II/B-T)
- Portlandkalksteinzement (CEM II/A-LL)
- Portlandkompositzement (CEM II/A-M (S-V), CEM II/B-M (S-V), CEM II/A-M (S-LL, V-LL), CEM II/B-M (S-LL, V-LL))
- Hochofenzement (CEM III/A, CEM III/B, CEM III/C)

Eine Anrechnung von Flugasche ist nicht zulässig bei Verwendung der Zemente CEM II/B-V, CEM III/C, CEM II/B-P, CEM III/B mit > 70 % (Massenanteil) Hüttensand.

Für Schlitzwandbeton ist bei Einsatz von Flugasche nach DIN EN 450-1 in Beton nach DIN 1045-2/ DIN EN 206-1 gemäß Abschnitt 5.3.4 (Unterwasserbeton) von DIN 1045-2 sinngemäß anzuwenden. Daraus ergibt sich:

- Der Gehalt an Zement und Flugasche ( $z + f$ ) darf bei einem Größtkorn von 32 mm  $350 \text{ kg/m}^3$  nicht unterschreiten.
- Der äquivalente Wasserzement  $(w/z)_{\text{eq}} = w/(z + 0,7 f_b)$  darf 0,60 nicht überschreiten. Er muss kleiner sein, wenn andere Beanspruchungen es erfordern, wie zum Beispiel die Expositionsklasse XA2.
- Die maximale auf  $(w/z)_{\text{eq}}$  anrechenbare Flugaschemenge beträgt  $\max f_b = 0,33 z$ .

Zur Herstellung von massigen Bauteilen ist in Änderung bzw. Ergänzung zu den Anforderungen der DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 die DaFStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ [2.38] zu beachten. Massige Bauteile sind Bauteile, deren kleinste Bauteilabmessung  $\geq 0,80 \text{ m}$  beträgt, und bei denen Zwang und Eigenspannungen in besonderer Weise zu berücksichtigen sind.

Um möglichst rissfreie Bauteile zu erhalten, d. h. Spannungen aus Temperaturdifferenzen zwischen Bauteilkern und Bauteilrandzonen zu reduzieren, ist die Bindemittelauswahl für den Beton hinsichtlich der Hydratationswärmeentwicklung von besonderer Bedeutung. Deswegen wurden in der DaFStb-Richtlinie

- der Mindestzementgehalt in den Expositionsklassen XD2, XD3, XS2, XS3, XF2, XF3, XF4 und XA2 von 320 auf  $300 \text{ kg/m}^3$  reduziert,
- der Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen in der Expositionsklasse XA1 von 270 auf  $240 \text{ kg/m}^3$  abgesenkt,
- die Mindestdruckfestigkeitsklasse in den Expositionsklassen XD2, XS2, XF2 und XF3 (je-

weils ohne künstlich eingeführte Luftporen) sowie in XD3, XS3 und XA2 von C35/45 auf C30/37 gemindert und

- in den Expositionsklassen XD3 und XS3 der  $(w/z)_{\text{eq}}$  von 0,45 auf 0,50 erhöht bei Verwendung von Zementen nach Tabellen 9 und 10 in Kombination mit Flugasche als Betonzusatzstoff, wobei in allen Fällen der Mindestflugaschegehalt 20 M.-% bezogen auf  $(z + f)$  betragen muss ( $f = 0,2 (z + f)$  oder  $0,25 z$ ). (Diese Regelung gilt bei Verwendung von CEM II/B-V, CEM III/A oder CEM III/B auch bei Beton ohne Flugasche als Betonzusatzstoff.)

Für Bauvorhaben mit extrem großen Bauteilabmessungen, z. B. Fundamentplatten für Großbauten, Schleusen, etc. werden Betone mit geringeren Zement- und höheren Flugaschegehalten mit einer Zustimmung im Einzelfall oder allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung eingesetzt. Weitere Informationen zur Anwendung von Flugasche in massigen Bauteilen enthält [2.26].

Zum Anrechenbarkeitswert  $k$ , der erstmals von I. A. Smith angewandt wurde, siehe auch [2.22].

*Silikatische Feinstäube* (Silicastaub SF) fallen bei der Herstellung von Silicium und Ferro-Silicium-Legierungen an. Sie bestehen bis zu ca. 95 % aus amorpher Kieselsäure. Im Vergleich zu üblichen Zementen weisen sie eine kugelige Form bei wesentlich größerer Feinheit auf. Sie sind daher chemisch viel aktiver als Flugaschen, haben aber einen wesentlich höheren Wasseranspruch, sodass sie im Allgemeinen nur in Verbindung mit Fließmitteln eingesetzt werden können.

Silikatische Feinstäube werden mit Erfolg verwendet bei Spritzbeton wegen der verbesserten Klebwirkung und dem damit reduzierten Rückprall, bei Faserbeton wegen der verbesserten Verbundeigenschaften zwischen Fasern und Mörtelmatrix sowie zur Herstellung hochfester Betone. Ihre festigkeitssteigernde Wirkung ist nicht nur auf ihre chemische Aktivität, sondern auch auf die Verbesserung der Packungsdichte zurückzuführen (siehe dazu [0.7, 2.28]).

Silicastaub wird entweder pulverförmig oder in wässriger Suspension geliefert. Silicastaub reagiert mit den alkalischen Komponenten des Zementsteins, insbesondere dem Calciumhydroxid. Die zulässige Zusatzmenge bzw. bei Suspensionen der zulässige Feststoffgehalt muss daher nach oben begrenzt werden, um den Korrosionsschutz der Bewehrung auch auf lange Sicht sicherzustellen. Zur Begrenzung von Silicastaub und Flugasche bei gemeinsamer Anwendung wird in [2.29] das sog. Silicastaubäquivalent eingeführt und für die verschiedenen Zemente festgelegt.

DIN 1045-2 hat diesen Ansatz in normative Regeln umgesetzt. Bei gleichzeitiger Verwendung von Flugasche und Silicastaub darf der Gehalt an Silicastaub (ebenso wie bei der alleinigen Verwendung von Silicastaub) 11 % (Massenanteil), bezogen auf den Zementgehalt, nicht überschreiten. Der Mindestzementgehalt darf bei gleichzeitiger Anrechnung von Silicastaub und Flugasche für alle Expositionsklassen außer XF2 und XF4 auf die in DIN 1045-2, angegebenen Mindestzementgehalte bei Anrechnung von Zusatzstoffen reduziert werden. Dabei darf der Gehalt an Zement, Flugasche und Silicastaub ( $z + f + s$ ) die in DIN 1045-2 angegebenen Mindestzementgehalte nicht unterschreiten.

Für alle Expositionsklassen mit Ausnahme XF2 und XF4 darf anstelle des Wasserzementwertes der äquivalente Wasserzementwert  $(w/z)_{eq} = w/(z + 0,4f + 1,0s)$  verwendet werden. Dabei müssen die Höchstmengen der beiden Zusatzstoffe, die auf den Wasserzementwert angerechnet werden dürfen, den Bedingungen

$$f/z \leq 0,33 \text{ in Massenanteilen}$$

und

$$s/z \leq 0,11 \text{ in Massenanteilen}$$

genügen. Falls eine größere Menge an Flugasche als Betonzusatzstoff verwendet wird, darf die Mehrmenge bei der Berechnung des äquivalenten Wasserzementwertes nicht berücksichtigt werden.

Um eine ausreichende Alkalität der Porenlösung sicherzustellen, muss bei gleichzeitiger Verwendung von CEM I, Flugasche und Silicastaub die Höchstmenge Flugasche der Bedingung

$$f/z \leq 3 \text{ (} 0,22 - s/z \text{) in Massenanteilen}$$

genügen. Für die Zemente CEM II-S, CEM II-T, CEM II/A-LL, CEM II/A-M (S-T, S-LL, T-LL), CEM II/B-M (S-T) und für CEM III/A gilt:

$$f/z \leq 3 \text{ (} 0,15 - s/z \text{) in Massenanteilen.}$$

Bei allen anderen Zementen ist eine gemeinsame Verwendung von Flugasche und Silicastaub nicht zulässig.

*Getempertes Gesteinsmehl* ist ein feinkörniger mineralischer Betonzusatzstoff. Er wird durch Tempern von natürlichem Gestein geeigneter mineralogischer Zusammensetzung und anschließendem Vermahlen hergestellt. Zu dieser Gruppe zählt das Phonolithgesteinsmehl, das mit Wasser und Kalkhydrat Reaktionsprodukte bildet, die dem Zementstein in Eigenschaften und Struktur ähnlich sind. Die Anforderungen, die getemperte Gesteinsmehle als Betonzusatzstoffe zu erfüllen haben, sind ebenfalls in der Zulassungsrichtlinie [2.21] festgelegt. Phonolith hat nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung einen Anrechenbarkeitsbeiwert  $k = 0,60$ .

## 2.4.4 Latent-hydraulische Stoffe

Latent-hydraulische Stoffe sind in ihrer chemischen Zusammensetzung Zementen ähnlicher als puzzolanische Stoffe. Sie reagieren mit Wasser in Anwesenheit eines Anregers, z. B. Calciumhydroxid, ohne sich mit diesem selbst zu verbinden. Der wichtigste hydraulische Zusatzstoff im Betonbau ist der Hüttensand, der bei einem schnellen Abkühlen einer basischen Hochofenschlacke entsteht. Latent-hydraulische Eigenschaften hat auch der gebrannte Ölschiefer. In Deutschland darf gebrannter Ölschiefer nicht als Betonzusatzstoff verwendet werden, sondern er wird ausschließlich als Hauptbestandteil zur Herstellung von Portlandschieferzement eingesetzt. Dies wird damit begründet, dass gebrannter Ölschiefer – im Gegensatz zu Flugasche – frühzeitig in den Reaktionsablauf des Zements eingreift. Damit können bereits das Ansteifungs- und Erstarrungsverhalten sowie die frühe Festigkeitsentwicklung des Betons so stark beeinflusst werden, dass eine optimale Einstellung von Portlandzementklinker, latent-hydraulischem Zusatzstoff und Calciumsulfat nur im Zementwerk, nicht aber bei der Herstellung des Frischbetons erfolgen kann. Granulierte Hochofenschlacke (Hüttensandmehl) ist inzwischen in DIN EN 15167 genormt. Eine umfangreiche Literatursichtung und internationale Erfahrungsberichte wurden in einem Sachstandbericht zusammengefasst [2.35]. Der Nachweis der Verwendbarkeit von Hüttensand als Betonzusatzstoff in Beton erfolgt über eine allgemeine Regelung in der Bauregelliste A, Teil 1, Anlage 1.51. Die Regelung ist für CEM I und CEM II/A an die Anrechnungsregel für Flugasche angelehnt. Zurzeit werden allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erarbeitet.

## 2.4.5 Organische Stoffe

Organische Betonzusatzstoffe, z. B. auf Kunstharzbasis, benötigen stets eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder ein Prüfzeichen des Instituts für Bautechnik. Voraussetzung sind eingehende Untersuchungen, bei denen außer der Unschädlichkeit und der Gleichmäßigkeit auch die grundsätzliche Eignung und ihr Einfluss auf die Betoneigenschaft geprüft wird. Organische Zusatzstoffe haben sich bisher bei Konstruktionsbeton nicht, wohl aber bei Mörtel für Instandsetzungsarbeiten und teilweise auch bei Beton im Umweltschutz durchsetzen können.

## 2.5 Zugabewasser

Das Zugabewasser des Betons setzt sich aus der Oberflächenfeuchte der Gesteinskörnung und dem Zugabewasser zusammen, das nach DIN 1045-2 der Mischmaschine bei der Betonherstellung mit einer Genauigkeit von  $\pm 3 \text{ M.-%}$  der abzumessenden Wassermenge zugegeben werden muss. In Sonderfällen kann auch Wasser anderen Ursprungs zur An-

machwassermenge beitragen, z. B. der Wasseranteil von Zusatzmitteln oder Kunststoffdispersionen (siehe Abschn. 2.3 und 2.4) und das Kondenswasser beim Dampfmischen. Die Oberflächenfeuchtigkeit der Gesteinskörnung ergibt sich aus der Gesamtfeuchte der Gesteinskörnung abzüglich der Kernfeuchte im Innern der Gesteinskörner, die sich nicht auf Konsistenz und w/z-Wert des Betons auswirkt. Die für einen bestimmten Beton erforderliche Anmachwassermenge ist von den Ausgangsstoffen, von der gewählten Betonzusammensetzung und von der gewünschten Frischbetonkonsistenz abhängig (siehe Abschn. 3).

Als Zugabewasser sind die meisten in der Natur vorkommenden Wässer geeignet, z. B. Regenwasser, Grundwasser, Moorwasser oder nicht durch Industrieabwässer verunreinigtes Flusswasser. Häufig gilt dies auch für natürliche Wässer, die nach DIN 4030 als betonangreifend für erhärteten Beton gelten. Wasser mit hohem Gehalt an korrosionsfördernden Bestandteilen, z. B. Chloriden wie bei Meerwasser, kann als Anmachwasser für unbewehrten Beton zwar noch geeignet sein, für bewehrten Beton aber nicht, weil dadurch der Korrosionsschutz der Bewehrung im Beton beeinträchtigt wird. Für Spannbeton und für Einpressmörtel darf der Chloridgehalt des Zugabewassers 500 mg/l, für Stahlbeton 1000 mg/l nach DIN EN 1008 nicht überschreiten.

Nicht geeignet als Zugabewasser für Beton sind stark verunreinigte Wässer, die das Erhärten oder bestimmte Eigenschaften des erhärtenden Betons ungünstig beeinflussen, z. B. öl-, fett- und zuckerhaltige Wässer. Huminhaltige Wässer können sich bereits in geringen Mengen nachteilig auf das Erstarren und das Erhärten des Betons auswirken. Festigkeitsbeeinträchtigungen können auch durch Zugabewasser verursacht werden, das größere Mengen an Algen enthält oder mit Ton stark verunreinigt ist. Die Brauchbarkeit des Zugabewassers kann in solchen Fällen durch Erstarrungsversuche nach DIN EN 196-3 und/oder eine Betonerstprüfung nach DIN 1045-2 überprüft werden. Für die Prüfung und die Beurteilung von Wasser unbekannter Zusammensetzung und Wirkung als Zugabewasser für Beton wurde vom Deutschen Betonverein DBV ein Merkblatt erarbeitet [2.30].

Aus Gründen des Umweltschutzes kann Brauchwasser, das in Transportbetonwerken, z. B. beim Reinigen stationärer Mischer oder der Fahrzeugmischtrommeln anfällt, wegen des hohen pH-Wertes nicht oder nur in beschränktem Umfang dem Abwasser zugeführt werden. Dieses sog. Restwasser kann bei Einhaltung bestimmter Randbedingungen zur Betonherstellung verwendet werden. In DIN EN 1008 sind entsprechende Regelungen für Restwasser enthalten. Restwasser zur Herstellung von Beton darf nach DIN 1045-2 mit Ausnahme für Beton mit Luftporenbildner verwendet werden.

### 3 Frischbeton und Nachbehandlung

#### 3.1 Allgemeine Anforderungen

Das Erreichen der für den erhärteten Beton geforderten Eigenschaften setzt voraus, dass der Frischbeton ein gutes Zusammenhaltevermögen hat und so verarbeitbar ist, dass er ohne wesentliches Entmischen gefördert, an der Einbaustelle eingebaut und praktisch vollständig verdichtet werden kann. Die dafür maßgebende Frischbetoneigenschaft, die Verarbeitbarkeit, muss daher auf den jeweiligen Anwendungsfall, d. h. auf die Förderart, das Einbauverfahren, die Verdichtungsart sowie auf Abmessungen und Bewehrungsgrad des Bauteils abgestimmt sein. Sie ist abhängig von der Betonzusammensetzung, insbesondere vom Wassergehalt des Betons, von evtl. verwendeten Zusatzmitteln, von Feinheit und Menge der Feinstoffe sowie von der Art und der Zusammensetzung der Gesteinskörnung.

Unter Nachbehandlung versteht man im engeren Sinne alle Maßnahmen, die nach dem Verdichten und ggf. einer anschließenden Oberflächenbearbeitung ergriffen werden, um einen Wasserverlust des Betons in der Anfangsphase seiner Erhärtung stark einzuschränken bzw. ganz zu verhindern. Im weiteren Sinne werden darunter auch Maßnahmen verstanden, die den Zweck verfolgen, die Temperatur des erhärtenden Betons, resultierend aus der Frischbetontemperatur, der Hydrationswärme und den Umgebungsbedingungen (hohe Temperaturen oder Frost), zu beeinflussen. Alle diese Maßnahmen dienen dem Schutz des frisch eingebauten und erhärtenden Betons. Zusätzlich ist er vor Regen oder strömendem Wasser und vor Erschütterungen zu schützen.

#### 3.2 Mehlkorngesamt

Für ein gutes Zusammenhaltevermögen und zur Vermeidung von wesentlichen Entmischungen benötigt der Beton nicht nur eine geeignete Zusammensetzung der Gesteinskörnung, sondern auch eine bestimmte Menge an Mehlkorn. Unter Mehlkorn versteht die DIN 1045-2 Kornanteile des Betons mit einer Korngröße bis zu höchstens 0,125 mm, d. h. den Zement, den in der Gesteinskörnung enthaltenen Kornanteil 0/0,125 mm und ggf. einen mineralischen Zusatzstoff. Die folgenden Ausführungen gelten für Rüttelbeton; Besonderheiten bei selbstverdichtendem Beton siehe Abschnitt 8.

Ein Übermaß an Mehlkorn vergrößert den erforderlichen Wassergehalt des Betons unnötig und beeinträchtigt bestimmte Eigenschaften des erhärteten Betons, z. B. den Frostwiderstand, den Frost-Tausalz-widerstand, den Verschleißwiderstand und den Widerstand gegen chemischen Angriff. Die DIN 1045-2 berücksichtigt dies und gibt Höchstwerte an,

**Tabelle 18.** Höchstzulässiger Mehlkorngelhalt für Beton mit einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 16 mm bis 63 mm bis zur Betonfestigkeitsklasse C50/60 und LC50/55 bei den Expositions-klassen XF und XM

	1	2
	Zementgehalt z kg/m <sup>3</sup>	Höchstzulässiger Mehlkorngelhalt <sup>1)</sup> kg/m <sup>3</sup>
1	≤ 300	400
2	≥ 350	450

<sup>1)</sup> Bei z zwischen 300 und 350 kg/m<sup>3</sup> geradlinig interpolieren.

Bei z größer als 350 kg/m<sup>3</sup> und/oder Zugabe von puzzolanischem Zusatzstoff Werte entsprechend erhöhen, zusammen jedoch höchstens um 50 kg/m<sup>3</sup>.

Werte bei 8 mm Gesteinsgrößtkorn um 50 kg/m<sup>3</sup> erhöhen.

die für Beton für die Expositions-klassen XF und XM die Werte nach Tabelle 18 nicht überschreiten dürfen. Bei hochfestem Beton ab der Festigkeitsklasse C60/75 und LC55/60 gelten höhere Werte für alle Expositions-klassen. Sie betragen jeweils 100 kg/m<sup>3</sup> mehr als die angeführten Grenzzementgehalte von ≤ 400, 450 und ≥ 500 kg/m<sup>3</sup>. Wird ein Größtkorn von 8 mm verwendet, darf der zulässige Mehlkorngelhalt um 50 kg/m<sup>3</sup> erhöht werden.

Für alle anderen Betone beträgt der höchstzulässige Mehlkorngelhalt 550 kg/m<sup>3</sup> (außer für selbstverdichtenden Beton). Der Mehlkorngelhalt sollte stets möglichst auf das für gute Verarbeitbarkeit notwendige Maß beschränkt werden. Bei Verwendung von luftporenbildenden Betonzusatzmitteln ist im Hinblick auf die Verarbeitbarkeit zu beachten, dass 1 % künstliche Luftporen die Wirkung von etwa 15 kg üblichem Mehlkorn je m<sup>3</sup> verdichteten Betons kompensieren.

### 3.3 Rohdichte und Luftgehalt

Die theoretische *Rohdichte* des Frischbetons kann bei bekannter Zusammensetzung aus der Rohdichte der Ausgangsstoffe leicht errechnet werden. Durch einen Vergleich mit der z. B. nach DIN EN 12350-6 experimentell bestimmten Frischbetondichte erlaubt sie eine Kontrolle der Betonzusammensetzung und der Verdichtung. Für Normalbeton schwankt die Rohdichte in engen Grenzen und wird weitgehend durch die Rohdichte der Gesteinskörnung bestimmt.

Auch der *Luftgehalt* kann eine wichtige Eigenschaft des Frischbetons sein. Er kann aus der Frischbetonroh-dichte und der theoretischen Rohdichte des luftporenfreen Betons oder zuverlässiger mit dem

Druckausgleichsverfahren nach DIN EN 12350-7 bestimmt werden. Während der Luftgehalt für üblichen Beton ein Maß für die Verdichtung ist und bei praktisch vollständig verdichtetem Beton ohne luftporenbildende Zusatzmittel bei etwa 1 bis 2 % liegt, ist er bei sachgerechtem Luftporenbeton und Verwendung geeigneter luftporenbildender Zusatzmittel auch ein Maß dafür, ob bestimmte Voraussetzungen für einen hohen Frostwiderstand bzw. Frost-Tausalz-Widerstand des Betons erfüllt sind. Über die Technologie und die Eigenschaften des „grünen“ Betons – d. h. des verdichteten, standfesten Betons, dessen Erhärtung noch nicht begonnen hat – siehe u. a. [3.3].

### 3.4 Verarbeitbarkeit und Konsistenz

Die Verarbeitbarkeit des Frischbetons umfasst eine Reihe von Eigenschaften, die nicht durch eine einzige Messgröße beschrieben werden können. Zu diesen Eigenschaften gehören u. a. die Mischbarkeit, das Verhalten beim Transport und beim Einbringen, die Verdichtungswilligkeit und das Verhalten beim Abgleichen der Oberfläche. Eine denkbare Messgröße ist der Energieaufwand, der zur Durchführung der o. g. Operationen erforderlich ist. Insbesondere die zum Verdichten erforderliche Energie kann über die Konsistenz des Frischbetons gut abgeschätzt werden. Entsprechend wird Frischbeton in Konsistenzbereiche eingeteilt (siehe Tabelle 19).

Dies hat sich in der Praxis bewährt, zumal hiermit einfache, d. h. baustellentaugliche Prüfverfahren verbunden sind.

Für das Verständnis des komplexen Verhaltens von Frischbeton ist es jedoch unabdingbar, die Grundlagen und Verfahren der Rheologie heranzuziehen [3.15, 3.16]. Danach kann Frischbeton mit guter Näherung als Bingham-Fluid beschrieben werden, für welches folgende Beziehung gilt:

$$\tau(\dot{\gamma}) = \tau_0 + \mu \cdot \dot{\gamma} \quad (3.1)$$

In Gl. (3.1) ist  $\tau$  die Scherspannung, die linear mit der Schergeschwindigkeit  $\dot{\gamma}$  ansteigt, nachdem die Fließgrenze (Schergrenze)  $\tau_0$  überwunden ist. Der Zuwachs der Scherspannung wird durch die plastische Viskosität  $\mu$  bestimmt. Für Scherspannungen unterhalb der Fließgrenze verhält sich das Bingham-Fluid wie ein elastischer Festkörper, oberhalb der Fließgrenze wie ein Newton-Fluid (z. B. Wasser), siehe Bild 8.

Zur Beurteilung der Verarbeitbarkeit bzw. des Fließverhaltens von Beton – auch im Hinblick auf die Stabilität einer Mischung – ist es günstiger, die dynamische Viskosität  $\eta$  zu betrachten. Sie errechnet sich aus Gl. (3.1) wie folgt:

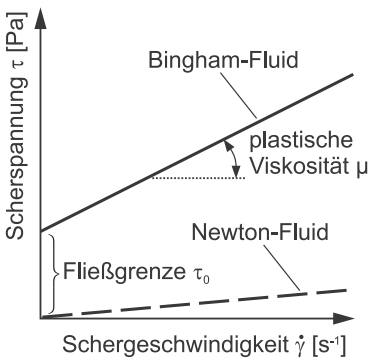
$$\eta(\dot{\gamma}) = \frac{\tau(\dot{\gamma})}{\dot{\gamma}} = \frac{\tau_0}{\dot{\gamma}} + \mu \quad (3.2)$$

**Tabelle 19.** Konsistenzbereiche des Frischbetons nach DIN 1045-2

Konsistenzbereich	Ausbreitmaßklassen		Verdichtungsmaßklassen	
	Klasse	Ausbreitmaß a in mm	Klasse	Verdichtungsmaß
sehr steif	–	–	C0	$\geq 1,46$
steif	F1	$\leq 340$	C1	1,45–1,26
plastisch	F2	350–410	C2	1,25–1,11
weich	F3	420–480	C3	1,10–1,04
sehr weich	F4	490–550	C4 <sup>2)</sup>	$< 1,04$
fließfähig	F5	560–620		
sehr fließfähig	F6	$\geq 630$		
SVB <sup>1)</sup>		$> 700$		

<sup>1)</sup> Bei Ausbreitmaßen  $> 700$  mm ist die DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ zu beachten [8.3].

<sup>2)</sup> Gilt nur für Leichtbeton.



**Bild 8.** Einfluss der Schergeschwindigkeit  $\dot{\gamma} = d\gamma/dt$  auf die Scherspannung  $\tau$  bei einem Newton-Fluid und einem Bingham-Fluid

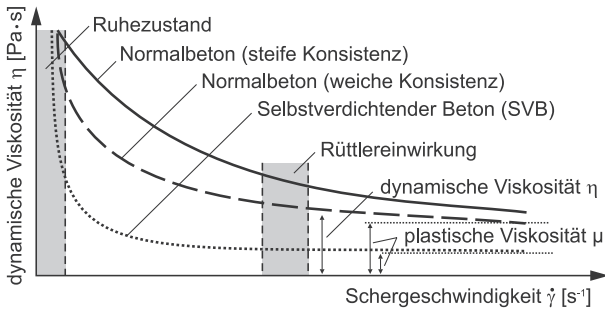
Bild 9 veranschaulicht Gl. (3.2). Skizziert sind die Kurvenverläufe für einen steifen Normalbeton, einen weichen Normalbeton und einen selbstverdichtenden Beton. Beim Normalbeton führt das Rütteln und die damit eingetragene Energie zu einem starken Abfall der dynamischen Viskosität, wodurch der Beton fließfähig wird, aber auch entmischen kann (s. Abschn. 3.6). Ihr unterer Grenzwert ist die plastische Viskosität, die nur bei hoher Schergeschwindigkeit erreicht wird. Der selbstverdichtende Beton besitzt ohne Zufuhr von Rüttelenergie eine dem Normalbeton unter Rüttel einfluss vergleichbare dynamische Viskosität. Er ist also fließfähig und bei richtiger Zusammensetzung auch mischungsstabil (s. Abschn. 3.6).

Zur Bestimmung der Frischbetonkonsistenz wurden eine Reihe von Verfahren entwickelt, siehe dazu u. a. [0.1] und [0.5]. Wissenschaftlich untermauert sind vor allem jene Labormethoden, bei denen mit sog. Viskosimetern Kennwerte bestimmt werden, die das Fließverhalten des Frischbetons nach den Gesetzen der Rheologie charakterisieren. Baustellengerechte Verfahren sind der in DIN EN 12350 Teile 4 und 5 genormte Verdichtungsversuch und der Ausbreitversuch, auf die auch in DIN 1045-2 Bezug genommen wird.

DIN 1045-2 unterscheidet die sieben Konsistenzbereiche „sehr steif“, „steif“, „plastisch“, „weich“, „sehr weich“, „fließfähig“ und „sehr fließfähig“. Die Kurzzeichen F1 bis F6 und C0 bis C4 beziehen sich auf den Ausbreitversuch (engl. flow table) bzw. auf den Verdichtungsversuch (engl. compaction test). Bei den Klassen gibt es keine vollständige Übereinstimmung, auch sind die Prüfverfahren nicht für alle Klassen optimal, da die Wirkungsweise der zwei Prüfverfahren unterschiedlich ist und sie z. B. auf einige Änderungen der Betonzusammensetzung sehr unterschiedlich ansprechen. Bei F1/C1 ist der Verdichtungsversuch eher geeignet, während bei F3/C3 eher der Ausbreitversuch verwendet werden sollte. Eine Besonderheit stellt C4 dar, der nur für Leichtbeton gilt. Für Ausbreitmaße  $> 700$  mm, die in DIN EN 206-1 sämtlich in F6 fallen, weist DIN 1045-2 auf die DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ (SVB) hin, da diese Betone eine für SVB geeignete Zusammensetzung haben müssen. In dieser Richtlinie werden zusätzliche Prüfverfahren zur Messung der Konsistenz beschrieben und bewertet.

Die DIN EN 206-1 lässt neben den beiden oben genannten Verfahren auch den Slump-Versuch und





**Bild 9.** Dynamische Viskosität  $\eta$  in Abhängigkeit der Schergeschwindigkeit  $\dot{\gamma}$  für Betone unterschiedlicher Konsistenz

den Vébé-Versuch zu. Da eine zuverlässige Korrelation zwischen den Ergebnissen verschiedener Prüfmethoden zur Bestimmung der Frischbetonkonsistenz nicht möglich ist, muss insbesondere bei Anwendung der EN 206-1 bei einer Klassifizierung der Frischbetonkonsistenz stets das zugehörige Prüfverfahren angegeben werden.

Die Konsistenz des Frischbetons ist nach den Gegebenheiten beim Einbau des Frischbetons so zu wählen, dass der Beton vollständig verdichtet werden kann. Die Abmessungen des Bauteils, der Abstand der Bewehrung, die zur Verfügung stehenden Verdichtungsgeräte und Umweltbedingungen während des Betonierens sind dabei zu berücksichtigen [0.9].

Die Frischbetonkonsistenz hängt ab von der Betonzusammensetzung, insbesondere vom Wassergehalt, vom Kornaufbau und Größtkorn des Zuschlags, vom Mehlkorngehalt und vom Gehalt an Zusatzstoffen. Sie kann durch Zusatzmittel wesentlich beeinflusst werden, siehe Abschn. 2.3. Dabei ist zu beachten, dass für eine gezielte Wirkung von betonverflüssigenden Zusatzmitteln eine Mindestmenge von Zementleim im Beton vorhanden sein muss. Diese liegt bei ca.  $250 \text{ l/m}^3$  [3.1].

Mit steigendem Wassergehalt wird der Beton in seiner Konsistenz weicher. Die für eine bestimmte Konsistenz erforderliche Wassermenge hängt aber vom Wasseranspruch und damit vom Kornaufbau und vom Mehlkorngehalt des Zuschlags ab. Eine weichere Konsistenz, die durch Erhöhung des Wassergehalts erzielt wurde, ist aber nicht gleichbedeutend mit einer verbesserten Verarbeitbarkeit, weil der Zusammenhalt des Frischbetons durch zu hohen Wasser- aber auch durch zu geringen Mehlkorngehalt verschlechtert wird.

Seit einigen Jahren geht die Tendenz eher zu weichen Mischungen, die zuverlässig zu verarbeiten sind. In der früheren DIN 1045 war die Klasse F3 als „Regelkonsistenz“ bezeichnet, was zum Ausdruck

bringen sollte, dass diese Konsistenz der Regelfall sein sollte. Damit sollte sichergestellt werden, dass auch bei ungünstigen Betonierbedingungen, z. B. eng liegender Bewehrung, stets eine ausreichende Frischbetonverdichtung auch im Bereich der Betonüberdeckung der Bewehrung sichergestellt wird. Das für die Konsistenz F3 genannte Ausbreitmaß von 420 bis 480 mm kann erfahrungsgemäß nur für Kiessandbeton gelten; für Beton mit Natursand und überwiegend kubisch gebrochenem Gesteinssplitt und mit Konsistenz F3 liegt das entsprechende Ausbreitmaß eher am unteren Klassenrand.

Fließbeton – hierunter versteht man Beton in den Konsistenzklassen F4 bis F6 – soll ein gutes Fließvermögen und ein gutes Zusammenhaltevermögen aufweisen. Er wird aus einem steiferen Beton als Ausgangsbeton durch nachträgliches Zumischen eines Fließmittels (siehe Abschn. 2.3) hergestellt.

Die Frischbetonkonsistenz ist vor Baubeginn unter Berücksichtigung der Verarbeitungsbedingungen festzulegen und während der Bauausführung einzuhalten. Erweist sich der Beton mit der festgelegten Konsistenz für einzelne, z. B. engbewehrte Betonierabschnitte als nicht ausreichend verarbeitbar und soll, falls dies nicht aufgrund entsprechender Erstprüfungen mit einem Fließmittel geregelt werden kann, daher der Wassergehalt erhöht werden, so muss der Zementanteil entsprechend dem durch den  $w/z$ -Wert vorgegebenen Gewichtsverhältnis vergrößert werden. Sonst werden der Wasserzementwert unzulässig vergrößert und die Eigenschaften des erhärteten Betons beeinträchtigt. Transportbeton muss die vereinbarte Konsistenz bei Übergabe an der Verwendungsstelle des Betons aufweisen. Das erforderliche Konsistenzvorhaltemaß muss umso größer sein, je länger der Transportweg und je höher die Betontemperatur sind. Das nachträgliche Zumischen von Wasser zum fertigen Frischbeton, z. B. bei Ankunft auf der Baustelle, ist nach den deutschen Betonvorschriften nur erlaubt, wenn es



planmäßig vorgesehen ist. In diesem Fall gelten die Bedingungen, dass die Gesamtwassermenge und die nachträglich noch zugebbare Wassermenge nach Erstprüfung auf dem Lieferschein angegeben werden, dass der Fahrermischer mit einer geeigneten Dosiereinrichtung ausgestattet ist und dass die Proben für die Produktionskontrolle nach der letzten Wasserzugabe entnommen werden. Sonst ist die nachträgliche Wasserzugabe nicht gestattet, weil dadurch die Qualität sowohl des Frischbetons als auch des Festbetons erheblich beeinträchtigt werden. Unzulässig bzw. grob fahrlässig ist es auch, anstelle eines Betons der Konsistenz F3, z. B. wegen des geringeren Preises einen Beton der Konsistenz F2 zu bestellen und ihm bei Ankunft auf der Baustelle noch Wasser bis zur Konsistenz F3 zuzumischen, obwohl die Betonzusammensetzung auf diese nachträgliche Wasserzugabe nicht abgestimmt ist.

Die Bedeutung der Frischbetoneigenschaften, insbesondere seiner Verarbeitbarkeit, ist durch den Wandel in der Betontechnik, z. B. vom mit Kübel geförderten Baustellenbeton zum Transport- und zum Pumpbeton, noch wesentlich gestiegen. Verschiedentlich wird insbesondere bei höheren Temperaturen bei Übergabe von Transportbeton auf der Baustelle über eine nicht ausreichende Verarbeitbarkeit oder ein *Frühanstreifen* des Betons geklagt. Häufig ist dann das Betonrezept zu ausgemagert, eine Betonprüfung bei höherer Temperatur, z. B. 30 °C, nicht durchgeführt und nicht berücksichtigt worden, dass zur Erzielung einer bestimmten Konsistenz bei höherer Frischbetontemperatur ein größerer Wasserzusatz erforderlich ist.

Das Ansteifen des Betons ist ein Vorgang, der dem Erstarren und dem Erhärten stets vorausgeht und zur Festigkeitsbildung notwendig ist. Das im Allgemeinen nicht gewünschte und dann nachteilige Frühanstreifen des Betons kann z. B. durch den Zement, durch die Betonzusätze, durch Herstellen und Befördern des Betons und durch erhöhte Frischbetontemperaturen verursacht bzw. ausgelöst worden sein. Es kann vermieden werden, wenn dabei sachgerecht vorgegangen und die entsprechende Erstprüfung gegebenenfalls auch bei höherer oder niedrigerer Frischbetontemperatur durchgeführt wird.

### 3.5 Transport und Einbau

Hinsichtlich des Transports von Beton ist zu unterscheiden zwischen der Beförderung und der Förderung. Unter Beförderung wird der Transport bzw. die Anlieferung des angemischten Betons zur Baustelle verstanden. Dort erfolgt die Förderung des Betons mit entsprechenden Technologien, z. B. mit einem Kübel oder dem Pumpen an die Einbaustelle. Beim Befördern und beim Fördern muss dafür Sorge getragen werden, dass die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Betons nicht nachteilig beeinflusst werden.

Seit vielen Jahren wird Beton weit überwiegend als Transportbeton hergestellt, d. h. in einem Betonwerk gemischt und mit Fahrzeugen, die in der Regel über einen Mischer verfügen, auf die Baustelle transportiert. Nur Frischbeton mit steifer Konsistenz darf ohne Mischer oder Rührwerk befördert werden. Demgegenüber wird Baustellenbeton in einer Mischanlage auf der Baustelle angemischt und dort eingebaut. Beim Transportbeton sollte der Beton während der Fahrt in Bewegung gehalten und unmittelbar vor dem Entladen nochmals durchmischt werden. Als Höchstwert für die Zeitspanne zwischen Wasserzugabe beim Anmischen und der Übergabe auf der Baustelle sollten bei Fahrzeugen mit Rührwerk 90 Minuten, bei jenen ohne Rührwerk 45 Minuten nicht überschritten werden. Wichtige Einflussgrößen auf die Verarbeitbarkeitszeit sind neben dem Erstarrungsverhalten des Zements, die Konsistenz des Betons und vor allem die Frischbeton- bzw. die Umgebungstemperatur.

Das Fördern des Betons auf der Baustelle erfolgt in Gefäßen wie z. B. Krankübeln, auf Bändern oder in Rohrleitungen, durch die der Beton gepumpt, also unter Anwendung eines Druckes gefördert wird. Die Pumpförderung hat sich wegen ihrer hohen Leistungsfähigkeit durchgesetzt und in der Praxis bewährt. Gleichwohl müssen an einen pumpbaren Beton gewisse Anforderungen gestellt werden, auf die nachfolgend eingegangen wird.

Die Pumpfähigkeit eines Betons wird durch die Art und die Eigenschaften seiner Bestandteile sowie durch deren anteilmäßige Zusammensetzung und damit durch die Frischbetoneigenschaften bestimmt. Zu ihrer Sicherstellung ist entscheidend, dass der im Transportrohr bzw. -schlauch aufgebaute Förderdruck möglichst gleichmäßig durch das Gemisch der Betonkomponenten Zement, Wasser sowie Fein- und Grobzuschlägen übertragen wird. Hierfür ist insbesondere ein guter Zusammenhalt des Gemischs wichtig. Zudem muss das Grobkorn so von Feinmörtel umschlossen sein, dass die Hohlräume zwischen den groben Zuschlagkörnern vollständig ausgefüllt sind. Auf den Wandungen des Förderrohrs oder Fördererschlauchs muss sich eine Gleitschicht („Schmierfilm“) ausbilden können.

Ist der Anteil des Gemischs aus Zement, Wasser und Feinkorn im Beton zu gering, besteht die Gefahr von Verstopfungen, da der Pumpendruck nicht annähernd gleichmäßig über das zusammenhängende Gemisch der Betonkomponenten, sondern überwiegend durch Kornkontakt übertragen wird und sich auf dem Förderrohr bzw. -schlauch keine ausreichend dicke Gleitschicht ausbilden kann. Hierdurch steigt die Reibung zwischen den Gesteinskörnungen im zu pumpenden Beton sowie der Rohr- bzw. Schlauchwandung und damit der erforderliche Pumpendruck stark an. Kommt es dadurch zum Austreiben von Wasser bzw. wässrigem Zementleim

aus dem Mörtel (Entmischen), so besteht die Gefahr der Verkeilung von gröberen Zuschlagkörnern und des Verlusts des Schmierfilms an der Rohrwandung mit der Konsequenz einer Verstopfung.

Für die Herstellung von pumpfähigem Beton ist prinzipiell jeder (zertifizierte) Zement geeignet. Vorteilhaft ist ein hohes Wasserrückhaltevermögen (hohe Mahlfineheit). In der Praxis haben sich Zemente mit Blaine-Werten zwischen  $3.000 \text{ g/m}^2$  und  $5.000 \text{ g/m}^2$  bei Mindestzementgehalten von ca.  $265 \text{ kg/m}^3$  (Größtkorn  $16 \text{ mm}$ ) [3.17] bzw. ca.  $320 \text{ kg/m}^3$  [3.18] bewährt.

Natürliche Gesteinskörnungen im Beton üben aufgrund ihrer gerundeten Kornform beim Pumpen geringere Reibungskräfte an den Rohr- bzw. Schlauchwandungen aus als gebrochene Gesteinskörnungen (Splitte). Zudem wird bei Verwendung von natürlichen Gesteinskörnungen im Beton ein geringerer Mörtelanteil zur Umhüllung der Körner als bei Verwendung von Splitten benötigt. Wenn auf Splitte als Gesteinskörnung im Beton nicht verzichtet werden kann, sollte zumindest in der Kornfraktion  $0/4 \text{ mm}$  ein geeigneter Natursand eingesetzt werden, um die für das Pumpen des Betons erforderlichen rheologischen Eigenschaften sicherzustellen. Für den Einsatz als Gesteinskörnungen in pumpfähigem Beton sind Kornzusammensetzungen mit Sieblinien unmittelbar unterhalb der Regelsieblinie B und Körnungsziffern nicht größer als 4,3 (Größtkorn  $16 \text{ mm}$ ) zu empfehlen [3.17]. Von großer Bedeutung für eine gute Pumpbarkeit ist insbesondere eine stetige Kornverteilung der Fraktionen des Sandes. Schwankungen in der Kornverteilung können die Pumpbarkeit des Betons beeinträchtigen.

Von besonderem Einfluss auf die Eignung eines Betons zum Pumpen ist sein Mehlkorn- bzw. sein Feinsandgehalt. Pumpbarer Beton muss mindestens so viel davon enthalten, dass die sich daraus ergebende Zementleimmenge alle Hohlräume zwischen den Gesteinskörnern ausfüllt. Ein zu hoher Mehlkorn- und Feinsandgehalt führt allerdings zu einer zähklebrigen, gummiartigen Konsistenz des Betons, die das Pumpen erschwert. Bewährt haben sich Mehlkorngelhalte (Korndurchmesser  $< 0,125 \text{ mm}$ ) zwischen  $400 \text{ kg/m}^3$  und  $450 \text{ kg/m}^3$  bzw. Mehlkorn- und Feinsandgehalte von ca.  $450 \text{ kg/m}^3$  (Korndurchmesser  $< 0,25 \text{ mm}$ ). Bei Verwendung von gebrochenen Zuschlägen (Splitt) ist eine Erhöhung des Mehlkorngelhalts um 5 % bis 10 % zweckmäßig.

Pumpbarer Beton erfordert eine nicht allzu steife Konsistenz. Jedoch besteht bei zu weichen Betonen mit hohem Wassergehalt die Gefahr der Entmischung, die zu einer Verstopfung der Rohrleitung führen kann. Zudem vermindert sich bei hohen Wassergehalten die Gleitwirkung des Feinmörtels. Wichtig für die Vermeidung von Verstopfungen ist

auch die Sicherstellung einer gleichbleibenden Konsistenz des Betons. In der Praxis haben sich für Pumpbeton Wassergehaltswerte zwischen 0,42 und 0,65 bei weicher bis plastischer Konsistenz mit Ausbreitmaßen zwischen  $35 \text{ cm}$  und  $48 \text{ cm}$  bewährt [3.17]. Allerdings können bei Verwendung geeigneter Pumpen durchaus auch Betone mit Ausbreitmaßen bis ca.  $60 \text{ cm}$  gepumpt werden [3.19]. Auch selbstverdichtende Betone sind i. d. R. gut pumpbar.

Nach dem Einbringen des Betons in die Schalung ist für eine vollständige Verdichtung zu sorgen. Unter den verschiedenen Verdichtungsarten findet weit überwiegend die Rüttelverdichtung Anwendung. Sie erfolgt mittels Innenrüttlern (zylindrische Rüttelflasche) oder Außenrüttlern, die entweder die Schalung oder die Betonoberfläche (Rüttelbohlen) in Schwingungen versetzen. Die Verdichtungsart des Walzens (Walzbeton, engl.: Roller Compacted Concrete) fand bislang überwiegend bei der Herstellung von Dämmen und Staumauern, seltener bei nicht bewehrten Bodenplatten Anwendung und erfordert eine steife bis sehr steife (erdfeuchte) Frischbetonkonsistenz. Die Rüttelverdichtung ist gut möglich für Betone der Konsistenzklassen F2 und F3. Bei den Konsistenzklassen F4 und F5 darf nur leicht bis sehr leicht gerüttelt werden, um eine Entmischung zu vermeiden (s. Abschn. 3.6). Die Rüttelflasche soll rasch eingetaucht und nach kurzem Verweilen langsam zurückgezogen werden, wobei auf das Eintreten eines Oberflächenschlusses zu achten ist. Der Abstand der Eintauchstellen hängt vom Durchmesser der Rüttelflasche bzw. der eingetragenen Rüttelenergie ab. Als Faustregel gilt, dass bei üblich zusammengesetztem Beton der Abstand der Eintauchstellen etwa gleich dem 10-fachen Durchmesser der Rüttelflasche entsprechen sollte. Ein längeres Berühren der Bewehrung ist zu vermeiden. Bei Betonagen auf geneigten Flächen ist an der am tiefsten liegenden Stelle zu beginnen.

Durch ein Nachverdichten können Gefügestörungen wie Hohlräume und Risse im noch frischen Beton, die z. B. durch Setzungsbehinderungen infolge der Bewehrung, Frühschwinden (plastisches Schwinden) und Wasserabsonderung der Gesteinskörnung entstanden sind, beseitigt werden. Dies ist solange möglich, wie der Beton noch verdichtbar ist, d. h. die Rüttelflasche in den Beton eindringen kann und beim Herausziehen ein Oberflächenschluss entsteht.

### 3.6 Entmischen

Eine der wichtigsten Anforderungen an den Frischbeton ist, dass er sich beim Transport, Einbau, Verdichten und in der daran anschließenden Zeit bis zum Erstarrungsbeginn nicht entmischt. Entmischungsvorgänge sind die Trennung von grober Gesteinskörnung und Feinmörtel, das Absetzen größerer Gesteinskörner nach dem Einbau oder die Bil-

dung einer Wasser- oder Zementleimschicht an der Betonoberfläche.

Diese Prozesse können gut anhand des Stokes'schen Gesetzes nachvollzogen werden. Dieses Gesetz gibt die Sinkgeschwindigkeit  $v$  eines kugelförmigen Körpers mit dem Durchmesser  $r_k$  und der Dichte  $\rho_k$  in einer Flüssigkeit mit der Dichte  $\rho_w$  an.

$$v = \frac{2 \cdot r_k^2 \cdot g (\rho_k - \rho_w)}{9 \cdot \eta} \quad (3.3)$$

In Gl. (3.3) ist  $g$  die Erdbeschleunigung und  $\eta$  die dynamische Viskosität der Flüssigkeit. Übertragen auf einen Frischbeton wird hiermit z. B. die Sinkgeschwindigkeit der groben Gesteinskörnung im Zementleim oder Feinmörtel beschrieben. Sie steigt mit dem Quadrat des Korndurchmessers an und wird mit wachsender dynamischer Viskosität (steiferer Konsistenz, siehe Bild 9) abgemindert. Der Temperatureinfluss auf diese Prozesse ist dadurch einbezogen, dass die Viskosität temperaturabhängig ist und mit steigender Temperatur abnimmt. Das Stokes'sche Gesetz beschreibt in der Praxis beobachtbare Prozesse auch dann zutreffend, wenn Kornpartikel mit sehr geringer Dichte (geschäumte Kunststoffe) oder Lufteinschlüsse betrachtet werden. Große Lufteinschlüsse bzw. Luftblasen steigen durch das Rütteln, welches die dynamische Viskosität absenkt, viel schneller nach oben als feine, künstlich eingebrachte Luftporen, die selbst durch längeres Rütteln nicht ausgetrieben werden.

Der Zusammenhalt des Frischbetons wird vor allem durch eine richtige Wahl der Gesteinskörnung und durch einen ausreichenden Zement- und Mehlkorngehalt entsprechend den Abschn. 2.2, 2.4 und 3.2 sichergestellt.

Mit Blick auf das Stokes'sche Gesetz (siehe Gl. (3.3)) bedeutet dies, dass die Parameter Kornradius  $r_k$  bzw. Korngrößenverteilung, die dynamische Viskosität  $\eta$  des Feinmörtels und damit die Konsistenz des Betons sowie die Dichte des Mehlkornleims  $\rho_w$ , welche durch den Mehlkorngehalt bestimmt wird, in geeigneter Weise zu wählen sind. Zusätzlich muss beachtet werden, dass die dynamische Viskosität von der Temperatur und insbesondere von der eingetragenen Rüttelenergie abhängt (s. Bild 9).

Das Absondern von Wasser an der Betonoberfläche, das sog. *Bluten*, wird durch die unterschiedliche Dichte von Zement und Gesteinskörnung einerseits und Wasser andererseits ausgelöst. Werden betonverflüssigende Zusatzmittel oberhalb des sog. Sättigungspunktes zugegeben, sind alle Feinsteilchen in der Suspension dispergiert, wodurch die Neigung zu Entmischen und Bluten vergrößert wird [3.2]. Das Bluten wirkt sich auf das Aussehen von Sichtbetonflächen (siehe Abschn. 9), die Festigkeit, insbesondere auf die Dauerhaftigkeit von horizontalen

Betonoberflächen, aber auch auf den Verbund zwischen Beton und Bewehrung sehr nachteilig aus. Es kann sogenannte Blutkanäle hinterlassen und bewirkt eine ungleichmäßige Festigkeitsverteilung über die Höhe eines Betonquerschnitts in Richtung der Schwerkraft. Der ungünstige Festigkeitseinfluss ergibt sich insbesondere aus dem Sachverhalt, dass das Bluten zu Fehlstellen unter den großen Gesteinskörnern führt und damit den Verbund stört oder gänzlich aufhebt. Genau dieser Mechanismus bewirkt auch eine starke Reduktion der Verbundfestigkeit zum Bewehrungsstahl. Betontechnologische Maßnahmen zur Verringerung des Blutens sind u. a. eine Reduktion des Wassergehaltes, ein ausreichender Mehlkorngehalt, die Verwendung feinkörniger Betonzusatzstoffe bzw. fein gemahlener Zemente und der Einsatz von Stabilisierern als Betonzusatzmittel entsprechend Abschn. 2.3.

Das Absinken der groben Gesteinskörnung bzw. die Anreicherung von sandreicheren Schichten in den oberen Querschnittsbereichen ist durch eine geeignete Betonzusammensetzung zu minimieren, wenn gleich es auch nicht ganz vermeidbar ist. Daher wurde in der DIN EN 1992-1-1 berücksichtigt, dass der Verbund in der oberen Bewehrungslage verringert ist. Die Sedimentation von Grobkorn gehorcht dem oben angegebenen Stokes'schen Gesetz. Überschlägig kann für normalschweres, natürliches Grobkorn eine Rohdichte von 2,6 bis 3,0 kg/dm<sup>3</sup> und für den Feinmörtel eine Rohdichte von 1,7 bis 1,9 kg/dm<sup>3</sup> angesetzt werden. Die dynamische Viskosität des Mörtels beträgt im Ruhezustand etwa 10<sup>4</sup> bis 10<sup>6</sup> Pa · s und wird durch Rütteln auf Werte von 1 bis 100 Pa · s abgesenkt. Ein zu langes Rütteln bewirkt, dass überschlägig eine um etwa den Faktor 10<sup>3</sup> bis 10<sup>4</sup> erhöhte Sinkgeschwindigkeit eine zu lange Zeit vorherrscht, was den Entmischungsvorgang nach sich zieht. Dadurch entstehen im Beton mehr oder weniger große Bereiche mit einer ausgeprägten Anreicherung von grober Gesteinskörnung und fehlendem Feinmörtel, sogenannte Kiesnester.

Entmischungsvorgänge sind möglichst zu vermeiden. Als einfache Regel hat sich bewährt, dass bei Einhaltung der grundsätzlichen Anforderungen an die Betonzusammensetzung der für eine ordnungsgemäße Verarbeitung geringst mögliche Wassergehalt eingestellt wird. Müssen Betone mit Ausbreitmaßen größer als 480 mm (entsprechend dem oberen Grenzwert der Konsistenzklasse F3) verarbeitet werden, sind zwingend Fließmittel einzusetzen. Eine Ausnahme hinsichtlich der anzustrebenden Vermeidung von Entmischungsvorgängen ist bei der Bearbeitung einer frischen Betonoberfläche gegeben. Das praxisübliche händische oder maschinelle Glätten, z. B. bei Betonplatten, bewirkt eine Anreicherung von Feinmörtel in einer dünnen Oberflächenzone, die für den erwünschten glatten Oberflächenschluss sorgt.

### 3.7 Nachbehandlung

Die Nachbehandlung soll sicherstellen, dass auch in den oberflächennahen Bereichen des Betons ausreichend Wasser für die Hydratation des Zements zur Verfügung steht. Schon in Abschn. 2.1.5 wurde darauf hingewiesen, dass die Hydratation zum Stillstand kommt, wenn die rel. Feuchte im Porensystem des Zementsteins unter etwa 80 % fällt. Da der junge Beton noch wenig dicht ist, gibt er ohne Schutzmaßnahmen sehr schnell Wasser ab. Wesentlich ist daher, dass mit der Nachbehandlung unmittelbar nach dem Verdichten des Betons bzw. nach dem Bearbeiten der Betonoberflächen begonnen wird.

Zusätzliche Nachbehandlungsmaßnahmen sind jedoch entbehrlich, wenn die Betonoberflächen durch die Schalung geschützt sind oder wenn die natürlichen Witterungsbedingungen während der ersten Tage nach der Herstellung des Betons die Verdunstung über die Betonoberfläche weitgehend verhindern. Dies gilt z. B. bei regnerischem, sehr feuchtem oder nebligem Wetter. Fragen der Nachbehandlung von Beton werden ausführlich behandelt u. a. in [0.1, 3.4–3.8].

#### 3.7.1 Nachbehandlungsarten

Die Nachbehandlung kann entweder nur die Austrocknung des Betons behindern oder aber auch wasserzuführend sein. Zu den Methoden, die eine Austrocknung der Betons behindern, zählen das Belassen des Betons in der Schalung, das Abdecken der Betonoberflächen mit dampfdichten Folien, die an den Ecken und Kanten gegen Durchzug geschützt sind und der Auftrag von geeigneten Nachbehandlungsmitteln. Zusätzlich wasserzuführend können sein das Auflegen von wasserspeichernden Abdeckungen bei gleichzeitigem Verdunstungsschutz und ständigem Feuchthalten oder ein sichtbarer Wasserfilm auf der Betonoberfläche, z. B. durch ständiges Besprühen oder Fluten.

Diese Methoden können allein oder in Kombination angewendet werden. Im Allgemeinen sind jene Methoden, bei denen Wasser zugeführt wird, wirksamer als Methoden, die lediglich die Austrocknung behindern. Es ist aber zu beachten, dass das Besprühen einer warmen Betonoberfläche mit kaltem Wasser eine Temperaturschockbeanspruchung und damit Oberflächenrisse zur Folge haben kann. Diese Methode sollte daher nur dann gewählt werden, wenn der Beton kontinuierlich und flächendeckend besprüht werden kann und wenn dabei keine großen Temperaturunterschiede zwischen Betonoberfläche und Wasser auftreten. Bei Sichtbetonflächen ist zu beachten, dass Wasser auf frisch entschalteten Beton Ausblühungen zur Folge haben kann. Flüssige Nachbehandlungsmittel sind möglichst frühzeitig und flächendeckend nach dem Abtrocknen der Betonoberfläche aufzubringen. Sie können in ihrer Wirkung sehr unterschiedlich sein, sodass Eig-

nungsprüfungen erforderlich sind. Zu beachten ist ferner, dass Nachbehandlungsmittel die Haftung einer später aufgetragenen Beschichtung herabsetzen können. Werden mit Nachbehandlungsmitteln versehene Betonoberflächen, z. B. Betonstraßen nach ihrer Herstellung, starker Sonneneinstrahlung ausgesetzt, so ist es zweckmäßig oder sogar notwendig, zusätzlich die Betonoberflächen nass zu halten oder mindestens abzudecken [2.33].

Im weiteren Sinn zu den Nachbehandlungsmethoden kann man ein Verfahren zählen, in dem auf der Innenseite einer Betonschalung ein saugfähiges Fasergewebe angebracht wird [3.9, 3.10]. Das Gewebe entzieht dem frischen Beton Wasser. Dadurch werden der Wasserzementwert des frischen und die Kapillarporosität des erhärteten Betons reduziert. Es entsteht eine weitgehend lunkerfreie Betonoberfläche. Wird der Beton ausreichend lange in der Schalung belassen, so werden im Vergleich zu Oberflächen, die mit normaler Schalung hergestellt wurden, Oberflächenfestigkeit und -härte, Verschleißwiderstand sowie der Widerstand der Betonrandzonen gegen das Eindringen von Kohlendioxid oder Taupfandslösungen deutlich verbessert.

Hochfester Beton mit Wasserzementwerten  $\leq 0,35$  bildet ein so dichtes Gefüge aus, dass eine Nachbehandlung von außen praktisch nicht möglich ist. In diesem Fall kann eine innere Nachbehandlung angewandt werden. Diese beruht auf der Idee, im Beton selbst einen Wasservorrat anzulegen, der während der Hydratation zur Verfügung steht. Zu diesem Zweck hat sich eine Mischung von leichter und normaler Gesteinskörnung bewährt [3.12, 3.13]. Eine andere Möglichkeit besteht darin, superabsorbierende Polymere einzumischen, die sich während der Hydratation entleeren [3.14]. Ein mit der inneren Nachbehandlung verbundener Vorteil ist die Verringerung des autogenen Schwindens, das bei hochfestem Beton ausgeprägt ist.

#### 3.7.2 Dauer der Nachbehandlung

Die erforderliche Nachbehandlung hängt von einer Reihe wesentlicher Parameter ab:

- *Die Nachbehandlungsempfindlichkeit* des Betons. Sie wird bestimmt durch die Betonzusammensetzung. Langsam erhärtende Zemente, im Allgemeinen auch Zemente mit hohen Anteilen an Zumahlstoffen und Betone mit puzzolanischen Zusatzstoffen, sind meist nachbehandlungsempfindlicher als Betone aus schnell erhärtenden Portlandzementen. Betone mit niedrigerem Wasserzementwert hydratisieren etwas langsamer als Betone mit höherem Wasserzementwert. Um eine bestimmte Dichtigkeit des Betons am Ende der Nachbehandlung zu erreichen, ist aber die erforderliche Nachbehandlungsdauer für einen Beton mit niedrigem Wasserzementwert bei sonst gleichen Randbedin-

gungen kürzer als für einen Beton mit höherem Wasserzementwert.

- *Die Temperatur des erhärtenden Betons.* Die Hydratationsgeschwindigkeit nimmt mit sinkender Temperatur deutlich ab. Eine Verlängerung der Nachbehandlungsdauer ist dann unerlässlich. Dies gilt insbesondere für dünnere Querschnitte, die ihre Hydratationswärme an die Umgebung schneller abgeben als dicke. Der Einfluss der Temperatur auf die erforderliche Nachbehandlungsdauer kann mit den Beziehungen für den Reifegrad nach Abschn. 6.2.2.2 recht zuverlässig abgeschätzt werden. Dazu ist aber eine möglichst kontinuierliche Erfassung der Betontemperatur in den Randbereichen eines Betonquerschnitts unerlässlich. Ist die Nachbehandlung von besonderer Bedeutung, so sollte auch der Einfluss von Zementart und ggf. Zusatzstoffen auf die Aktivierungsenergie bzw. auf die Temperaturabhängigkeit der Hydratation des Betons genauer berücksichtigt werden. Dazu sind u. U. Erstprüfungen erforderlich.
- *Die Umweltbedingungen* während und unmittelbar nach der Nachbehandlung. Hohe Temperaturen, Sonneneinstrahlung und Wind beschleunigen die Austrocknung des ungeschützten Betons. Die Nachbehandlung ist dann zu verlängern, da der Beton sonst nach der Nachbehandlung sehr schnell austrocknet. Ist die rel. Feuchte der umgebenden Luft dagegen sehr hoch, so liegen dadurch auch ohne zusätzlichen Schutz günstige Hydratationsbedingungen vor.

- *Die Beanspruchung* des Bauwerks während seiner Nutzung. Je schärfer diese ist, umso länger ist die erforderliche Nachbehandlungsdauer, um die Dauerhaftigkeit des Betons sicherzustellen.

Insbesondere der Einfluss der Nachbehandlungsempfindlichkeit und der Temperatur eines Betons können zutreffend erfasst werden, wenn der Beton so lange nachbehandelt wird, bis seine oberflächennahen Bereiche einen bestimmten Reifegrad erreicht haben. Näherungsweise kann der Reifegrad aber auch aus der zeitlichen Entwicklung der Betondruckfestigkeit abgeschätzt werden. Entsprechend fordert die DIN 1045-3, dass der Beton solange nachbehandelt werden muss, bis die Druckfestigkeit des oberflächennahen Betons einen bestimmten Prozentsatz der charakteristischen Druckfestigkeit des verwendeten Betons erreicht hat. Dieser Prozentsatz hängt von der Expositionsklasse ab, der das Bauteil ausgesetzt ist. Für die Klasse XM (Verschleißbeanspruchung) beträgt er 70 % und für alle übrigen Expositionsklassen 50 %. Näherungsweise kann die Dauer der Nachbehandlung, die sich aus diesen Forderungen ergibt, auch aus dem Verhältnis der Druckfestigkeiten eines Betons nach 2 Tagen und nach 28 Tagen  $r = f_{cm2}/f_{cm28}$  unter Berücksichtigung der Oberflächentemperatur des Betons abgeschätzt werden. Entsprechende Werte für die Mindestnachbehandlungsdauer sind in Tabelle 20 angegeben, die der DIN 1045-3 entnommen ist. Ohne genaueren Nachweis sind die Werte bei XM für die Mindstdauer der Nachbehandlung nach Tabelle 20

**Tabelle 20.** Mindstdauer der Nachbehandlung von Beton bei den Expositionsklassen nach Tabelle 32 außer X0, XC1 und XM (aus DIN 1045-3)

	1	2	3	4	5
Oberflächen- temperatur $\theta$ in °C <sup>e)</sup>	Mindstdauer der Nachbehandlung in Tagen <sup>a)</sup>				
	Festigkeitsentwicklung des Betons <sup>c)</sup> $r = f_{cm2}/f_{cm28}$ <sup>d)</sup>				
		$r \geq 0,50$	$r \geq 0,30$	$r \geq 0,15$	$r < 0,15$
1	$\geq 25$	1	2	2	3
2	$25 > \theta \geq 15$	1	2	4	5
3	$15 > \theta \geq 10$	2	4	7	10
4	$10 > \theta \geq 5$ <sup>b)</sup>	3	6	10	15

<sup>a)</sup> Bei mehr als 5 Stunden Verarbeitbarkeitszeit ist die Nachbehandlungsdauer angemessen zu verlängern.

<sup>b)</sup> Bei Temperaturen unter 5 °C ist die Nachbehandlungsdauer um die Zeit zu verlängern, während der die Temperatur unter 5 °C lag.

<sup>c)</sup> Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis der Mittelwerte der Druckfestigkeiten nach 2 Tagen und nach 28 Tagen (ermittelt nach DIN EN 12390-3) beschrieben, das bei der Erstprüfung oder auf der Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d. h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.

<sup>d)</sup> Zwischenwerte dürfen eingeschaltet werden.

<sup>e)</sup> Anstelle der Oberflächentemperatur des Betons darf die Lufttemperatur angesetzt werden.



zu verdoppeln. Der Verhältniswert  $r$  ist umso geringer, je langsamer der Beton hydratisiert. Bei den Expositionsklassen XC2, XC3, XC4 und XF1 darf die Mindestnachbehandlungsdauer anstelle der Werte von Tabelle 20, die sich auf die Oberflächentemperatur des Betons beziehen, auch anhand der Frischbetontemperatur zum Zeitpunkt des Betoninbaus festgelegt werden (s. DIN 1045-3).

Die erforderliche Nachbehandlungsdauer steigt daher mit abnehmenden Werten für  $r$  und sinkender Temperatur. Die DIN 1045-3 fordert darüber hinaus, dass bei verzögerten Betonen mit mehr als 5 Stunden Verarbeitungszeit die Nachbehandlungsdauer angemessen zu verlängern ist. Bei Temperaturen unterhalb von 5°C kommt die Hydratation weitgehend zum Stillstand. Die DIN 1045-3 fordert daher, dass in Fällen, in denen die Oberflächentemperatur des Betons unter 5°C sinkt, die Nachbehandlungsdauer um die Zeit zu verlängern ist, während der die Temperatur unter 5°C lag.

### 3.7.3 Zusätzliche Schutzmaßnahmen

Beton ist bis zum genügenden Erhärten nicht nur feucht zu halten, sondern auch gegen schädliche Einflüsse zu schützen, z. B. gegen starkes Abkühlen oder Erwärmen, starken Regen, strömendes Wasser, chemische Angriffe sowie gegen Schwingungen und Erschütterungen, die das Betongefüge lockern und die Verbundwirkung zwischen Bewehrung und Beton gefährden können. Bei hoher Lufttemperatur sollte die Temperatur des Frischbetons insbesondere bei massigen Bauteilen möglichst niedrig sein. Mit Ausnahme des Dampfmischsens darf sie 30°C im Allgemeinen nicht überschreiten. Ferner ist es möglich, die Unschädlichkeit der erhöhten Frischbetontemperatur durch entsprechende Versuche mit den vorgesehenen Stoffen und unter den zu erwartenden Bedingungen oder durch geeignete numerische Analysen nachzuweisen. Wird in Sonderfällen, z. B. beim Betonieren in Ländern mit höheren Temperaturen, Frischbeton mit einer Temperatur über 30°C verarbeitet, so muss, z. B. durch Wahl der Ausgangsstoffe, durch entsprechende Prüfungen und durch besondere Maßnahmen während der Bauausführung, dafür gesorgt werden, dass kein frühes Ansteifen auftritt und dass die geforderten Frisch- und Festbetoneigenschaften sicher erreicht werden. Um Oberflächenrisse zu vermeiden, soll die Temperaturdifferenz zwischen Betonoberfläche und dem Kern eines Querschnitts 20 K nicht überschreiten. Dies kann zusätzliche Maßnahmen, z. B. eine Wärmedämmung, erforderlich machen.

Auch das Betonieren bei niedrigen Temperaturen erfordert besondere Maßnahmen. Nach DIN 1045-3 muss die Betontemperatur bei Lufttemperaturen zwischen +5 und -3°C beim Einbringen in der Regel mindestens 5°C und bei Lufttemperaturen unter -3°C die ersten drei Tage mindestens 10°C betra-

gen. Die Frischbetontemperatur darf jedoch auch in diesen Fällen im Allgemeinen 30°C nicht überschreiten. Soweit nötig, sind daher bei niedriger Temperatur das Zugabewasser und ggf. auch die Gesteinskörnung vorzuwärmen und die Wärmeverluste des eingebrachten Betons durch wärmedämmendes Abdecken oder andere geeignete Maßnahmen gering zu halten. Junger Beton mit einem Zementgehalt von mindestens 240 kg/m<sup>3</sup> und einem Wasserzementwert von höchstens 0,60, der vor starkem Feuchtigkeitszutritt geschützt wird, kann in der Regel erstmals ohne Schaden durchfrieren, wenn er eine Druckfestigkeit von wenigstens 5 N/mm<sup>2</sup> erreicht hat oder wenn seine Temperatur bei Verwendung rasch erhärtender Zemente wenigstens drei Tage 10°C nicht unterschritten hat. Ein hoher Frostwiderstand ist damit allerdings noch nicht gegeben. Weitere Hinweise siehe DIN 1045-3.

Angaben über das *Betonieren im Winter bei tiefen Temperaturen* und über das *Betonieren bei sehr heißer Witterung* siehe [0.4] und [3.11]. Über die gezielte Wärmebehandlung siehe [6.15].

## 4 Junger Beton

### 4.1 Bedeutung und Definition

Etwa 2 bis 4 Stunden nach der Wasserzugabe beginnt der Beton zu erstarren, wenn dieser Zeitraum nicht durch Zusatzmittel oder Temperatureinflüsse verlängert oder verkürzt ist. Die Erstarrungsphase erstreckt sich über mehrere Stunden und geht dann in die Erhärtung über, ohne dass der Beginn der Erhärtung, d. h. die Entwicklung nutzbarer mechanischer Eigenschaften wie Festigkeit und E-Modul, genauer zu definieren ist. Im Allgemeinen spricht man aber bei einem Beton, der älter als 1 bis 2 Tage ist, von erhärtetem Beton, davor von jungem Beton. Im Zeitraum zwischen Erstarrungsende und Erhärtungsbeginn sind zwar die mechanischen Eigenschaften des jungen Betons noch nicht technisch nutzbar, die in diesem Zeitraum ablaufenden Vorgänge, insbesondere Wärmeentwicklung und Volumenänderungen, können aber für die mechanischen Eigenschaften und die Dauerhaftigkeit des erhärteten Betons von so wesentlicher Bedeutung sein, dass die Kontrolle der Vorgänge im jungen Beton und ihre quantitative Erfassung einen wesentlichen Bestandteil moderner Betontechnologie bilden.

### 4.2 Hydratationswärme

Wie schon in Abschn. 2.1.2 erläutert, ist die Hydratation des Zements ein exothermer Prozess, bei dem Wärme freigesetzt wird. Als Folge davon erwärmt sich der junge Beton. Er kühlt wieder ab, wenn pro Zeiteinheit weniger Wärme freigesetzt wird als an die kühlere Umgebung abgegeben wird. Bei adiabatischen Bedingungen, bei denen kein Wärmeaustausch mit der Umgebung stattfindet, hängt die zeit-

liche Entwicklung der Betontemperatur ab vom Zementgehalt und der Hydrationswärme des Zements sowie von der spezifischen Wärme und Ausgangstemperatur der Betonausgangsstoffe. Kann der Beton Wärme an die Umgebung abgeben, so sind als weitere Parameter zu berücksichtigen: die Umgebungstemperatur, die Luftbewegung, die Wärmeleitfähigkeit des Betons, die Dicke des Betonbauteils und eine eventuell vorhandene Wärmeisolierung oder die Betonschalung mit ähnlicher Wirkung.

Die Hydrationswärme steigt im Allgemeinen mit steigender Festigkeitsklasse des Zements an. Über die Hydrationswärme deutscher Zemente siehe Abschn. 2.1 und Tabelle 7. Zemente mit langsamer Festigkeitsentwicklung (N-Zemente) setzen auch Wärme langsamer frei als Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit (R-Zemente). Dies gilt insbesondere für LH-Zemente und für Hochofenzemente. Mit steigendem Hüttensandgehalt nimmt die Geschwindigkeit der Wärmeentwicklung deutlich ab, in höherem Alter ist die insgesamt entwickelte Hydrationswärme vom Hüttensandgehalt jedoch weitgehend unabhängig [0.1]. Auch ein teilweiser Austausch von Zement durch Flugasche verzögert die Entwicklung der Hydrationswärme. Die freigesetzte Hydrationswärme ist dem Zementgehalt proportional, sodass insbesondere bei zementreichen Betonen mit einem hohen Temperaturanstieg als Folge der Hydratation zu rechnen ist. Die spezifische Wärme des Betons, das ist die Wärmemenge, die erforderlich ist, um 1 kg Beton um 1 K zu erwärmen, ist dagegen von geringerem Einfluss (siehe dazu auch [0.1, 4.1]).

Durch die Abkühlung der Betonoberflächen ist die Temperaturverteilung über den Querschnitt ungleichmäßig. Dies ist insbesondere bei dickwandigen Bauteilen von Bedeutung. Nach [4.2] ist in einem Beton, der mit  $300 \text{ kg/m}^3$  CEM I 32,5 R hergestellt wurde, im Kern einer 6 m dicken Betonwand mit einem Temperaturanstieg bis zu 40 K gegenüber der Ausgangstemperatur zu rechnen. In einer 1 m dicken Betonwand ist dagegen nur ein Temperaturanstieg von ca. 25 K zu erwarten. Kann sich die Oberfläche der Betonwand abkühlen, so stellt sich innerhalb des Querschnitts ein Temperaturgradient ein, der bis zu 20 K betragen kann (siehe z. B. [4.1]). In dünnwandigen Bauteilen ist der Temperaturgradient jedoch weniger ausgeprägt, sodass nach [0.1] näherungsweise eine über den Querschnitt konstante Temperaturverteilung angenommen werden kann. Über Rechenverfahren zur Abschätzung der zeitlichen Entwicklung der Hydrationswärme und die sich daraus ergebende Temperaturverteilung siehe u. a. [0.1, 4.1–4.4].

### 4.3 Verformungen

Junger Beton erfährt Verformungen, die verschiedene Ursachen haben und die nicht durch äußere Beanspruchungen ausgelöst werden. Sie können bei verschiedenen Betonaltern kritische Größen erreichen. Bereits während der ersten Stunden nach der Wasserzugabe treten im jungen Beton Verkürzungen auf, die mehrere mm/m betragen können, und zwar auch dann, wenn der Beton weder durch Bluten noch durch Austrocknung Wasser verliert. Da in diesem Zeitraum der Beton noch plastisch ist, lösen solche Verformungen nur dann eine Schädigung bzw. Risse aus, wenn sie durch die Schalung, die Bewehrung oder angrenzenden, bereits erhärteten Beton behindert werden. Risse dieser Art können aber durch Nachverdichten des Betons vor dem Erstarrungsbeginn ohne Festigkeitsverlust wieder geschlossen werden.

Wird der Beton nach Erstarrungsbeginn nicht durch ausreichende Nachbehandlungsmaßnahmen gegen Austrocknung geschützt, so erleidet er eine Volumenminderung, die als plastisches Schwinden (auch Früh- oder Kapillarschwinden) bezeichnet wird und die zu Trennrissen im jungen Beton führen kann. Je nach Austrocknungsbedingungen können diese Schwindverformungen bis zu ca. 3 mm/m anwachsen. Sie sind umso größer je höher der Zementgehalt und der Wasserzementwert. Ihre Größe hängt auch von der Zusammensetzung des Mehlkorns sowie von Art und Menge von Betonzusatzmitteln ab [3.2]. Nach [4.5] treten in den Poren des Zementsteins Kapillarspannungen bzw. ein Unterdruck auf, sobald das Blutwasser an der Betonoberfläche verdunstet ist bzw. vom Beton aufgesaugt wurde. Solche plastischen Schwindverformungen können daher durch geeignete Maßnahmen, insbesondere Schutz vor Austrocknung und Wasserzufuhr, verhindert werden.

Nach Abschn. 4.2 erwärmt sich der Beton als Folge der Hydratation. Die Erwärmung ist mit einer Volumenzunahme verbunden, die bei Behinderung Druckspannungen im Beton zur Folge hat. Wegen der hohen plastischen Verformbarkeit des jungen Betons bleiben diese Druckspannungen jedoch gering (siehe dazu Abschn. 4.4). Von wesentlich größerer Bedeutung ist die Verkürzung des Betons, wenn er sich, je nach Zementart und Bauteildicke, nach einem oder mehreren Tagen wieder abkühlt. Die Größe dieser Verkürzung ist der Temperaturänderung und der Wärmedehnzahl des Betons proportional. Bei nichtlinearer Temperaturverteilung über den Querschnitt und bei Behinderung dieser Verkürzungen treten Eigen- und Zwangspannungen und als Folge davon Risse nach Abschn. 4.4 auf.

Schwindverkürzungen, die durch eine Austrocknung des erhärteten Betons nach der Nachbehandlung ausgelöst werden, sind nicht mehr den Eigen-

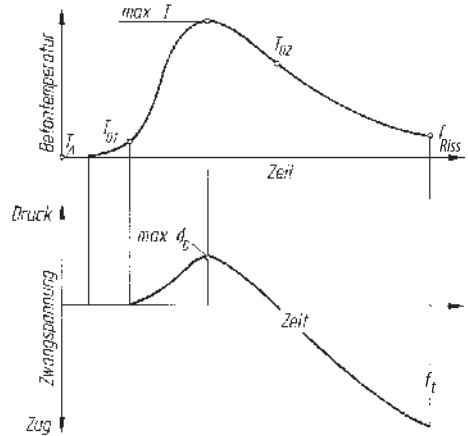


schaften des jungen Betons zuzuordnen und werden beim erhärteten Beton behandelt.

#### 4.4 Dehnfähigkeit und Rissneigung

Eine Behinderung der Verkürzung nach den in Abschn. 4.3 aufgeführten Mechanismen löst Zwangsspannungen im Beton aus, welche Trennrisse über den ganzen Querschnitt zur Folge haben, wenn die Zugfestigkeit des jungen Betons erreicht wird. Über den Querschnitt nichtlinear verteilte Verkürzungen, z. B. als Folge einer über den Querschnitt veränderlichen Temperaturverteilung, bewirken Eigenspannungen, welche Risse im Allgemeinen nur im Oberflächenbereich auslösen. Neben der Größe der im jungen Beton auftretenden Verformungen ist also seine Dehnfähigkeit für das Auftreten von Rissen entscheidend. Die Zugfestigkeit im Anfangsstadium der Erhärtung des Betons nimmt zwar mit steigendem Betonalter kontinuierlich zu, die Dehnfähigkeit (das ist die beim Zugbruch auftretende Dehnung) nimmt jedoch insbesondere während des Erstarrens deutlich ab und durchläuft bei einem Betonalter etwa zwischen 6 und 20 Stunden ein Minimum, um dann wieder etwa auf Werte anzusteigen, die für den erhärteten Beton charakteristisch sind. Treten die in Abschn. 4.3 beschriebenen plastischen Schwindverformungen auf und werden behindert, so führen sie fast unvermeidlich zu Trennrissen im Beton, weil ihr Auftreten mit dem Minimum der Dehnfähigkeit des jungen Betons zeitlich weitgehend zusammenfällt.

Wesentlich komplexer ist die Entstehung von Rissen als Folge einer behinderten Temperaturverformung. Bild 10 zeigt schematisch den zeitlichen Verlauf der Betontemperatur und der im Beton auftretenden Spannungen, wenn die Temperaturdehnung z. B. in statisch unbestimmten Tragsystemen behindert wird (siehe dazu [0.1]). Eine Erwärmung des Betons löst erst dann Druckspannungen aus, wenn der E-Modul des Betons so groß ist, dass der Beton der Wärmedehnung einen messbaren Widerstand leistet (Temperatur  $T_{01}$ ). Mit steigender Temperatur steigen auch die Druckspannungen im Beton und erreichen bei  $T_{\max}$  ein Maximum. Da der E-Modul des jungen Betons klein und die Relaxation des jungen Betons sehr hoch sind, erreicht die Druckspannung im Beton jedoch nur sehr geringe, u. U. vernachlässigbare Werte. Mit einsetzender Abkühlung verkürzt sich der Beton, die Druckspannungen nehmen ab und werden bei einer bestimmten Temperatur  $T_{02}$  zu null. Wegen der Relaxation der Druckspannungen im vorangegangenen Zeitabschnitt ist  $T_{02} > T_{01}$ . Eine weitere Abkühlung hat Zugspannungen zur Folge, die bei einer kritischen Temperatur  $T_{\text{Riss}}$  die Zugfestigkeit des Betons erreichen und einen Trennriß verursachen. Die Größe der auftretenden Spannungen kann auch analytisch bestimmt werden [4.4]. Dazu sind jedoch eine Reihe von z. T.



**Bild 10.** Temperatur- und Spannungsentwicklung in jungem Beton bei behinderter Temperaturdehnung

nur sehr schwer zu bestimmenden Werkstoffkennwerten als Eingangsparameter erforderlich, insbesondere die zeitliche Entwicklung von E-Modul und Zugfestigkeit sowie die Kriech- und Relaxationseigenschaften des jungen Betons [0.1, 4.4]. Die kritische Risstemperatur wird daher häufiger in sog. Reißrahmenversuchen experimentell bestimmt (siehe u. a. [4.1]). Nach diesen Untersuchungen kann die Rissneigung eines Betons bzw. die Temperatur  $T_{\text{Riss}}$ , bei der die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird, vermindert werden durch ein Absenken der Frischbetontemperatur, eine Reduktion der Abkühlgeschwindigkeit, die Verwendung von Gesteinskörnungen mit geringer Wärmedehnzahl, die Verwendung von Zementen mit langsamer Hydrationswärmeentwicklung (LH- oder VLH-Zemente), die Begrenzung des Zementgehalts und einen teilweisen Austausch des Zements gegen puzzolanische Zusatzstoffe. Zemente gleicher Art, Festigkeitsentwicklung und Wärmetönung weisen je nach chemischer Zusammensetzung unterschiedliche Reißneigung auf, insbesondere deswegen, weil sie sich in ihren Relaxationseigenschaften und der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit unterscheiden können. In [4.6] wird gezeigt, dass durch eine gezielte Abkühlung der Betonoberflächen während des ersten Tages mehr als 8 Stunden lang die Oberflächen thermisch vorgespannt werden können. Dadurch wird die Rissgefahr, insbesondere an den Bauteiloberflächen deutlich vermindert.

Überlegungen zur Herstellung und Zusammensetzung von Beton, der eine geringe Neigung zum Reißen als Folge der Hydrationswärme hat, sollten nicht ausschließlich auf Reißrahmenversuchen auf-

bauen. Die Ergebnisse solcher Versuche stellen das Integral einer Reihe von Einflussparametern dar, und die Veränderung auch nur eines Parameters unter wirklichkeitsnahen Bedingungen kann zu einer Verschiebung der gemachten Beobachtung führen. Nicht alle Einflüsse werden in solchen Versuchen stets richtig erfasst, z. B. die tatsächliche Dehnungsbehinderung eines Bauwerkes, die Wärmeabführung und insbesondere überlagerte Verformungen aus plastischem Schwinden und Austrocknungsschwinden etc. und daraus resultierende Eigenspannungen. Solche Untersuchungen erlauben aber die Einstufung von Betonen bestimmter Zusammensetzung in Kategorien, z. B. niedriger, mittlerer oder hoher Reißwiderstand.

Die Rissanfälligkeit junger erhärtender Betone wird auch dadurch verstärkt, dass der E-Modul im Zuge des Hydratationsfortschritts schneller anwächst als die Zugfestigkeit. Daher führen behinderte Verformungen in einem frühen Stadium bereits zu relativ hohen Zugspannungen, während sich der Widerstand des Betons, also die Zugfestigkeit, noch auf einem vergleichsweise niedrigen Niveau befindet. Rissbildungen sind die Folge dieser Diskrepanz.

Wie oben bereits erwähnt, ist eine exakte Quantifizierung des Risikos einer Rissbildung infolge thermischer und/oder hygrischer Einflüsse aufgrund zahlreicher stofflicher, geometrischer sowie last- und systembedingter Einflussgrößen überaus schwierig. Für eine überschlägige vergleichende Beurteilung von Betonen genügt jedoch eine vereinfachende Idealisierung der tatsächlichen Verhältnisse. Sie kann herangezogen werden, wenn für junge Betone, z. B. im Alter von einem Tag, die Zugfestigkeit und der E-Modul bekannt sind oder zutreffend abgeschätzt werden können. Unter Berücksichtigung des wirksamen E-Moduls (siehe [5.9]), der den Kriech- bzw. Relaxationseinflüssen Rechnung trägt, kann für ein Betonbauteil unter vollem Verformungszwang die sich ausbildende Zugspannung  $\sigma_{ct}(t)$  wie folgt überschlägig ermittelt werden:

$$\sigma_{ct}(t) = \frac{1}{1 + \rho(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)} \cdot E_c(t) \cdot \varepsilon(t, t_0) \quad (4.1)$$

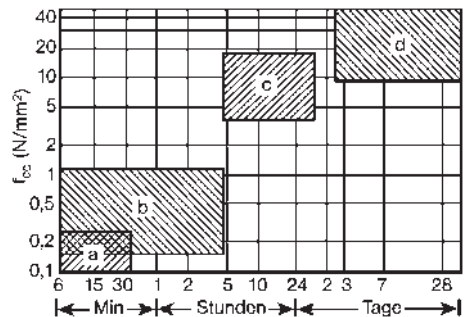
Darin ist  $t$  der Betrachtungszeitpunkt (oder das Betonalter);  $t_0$  ist der Zeitpunkt, ab dem sich die Beanspruchung bzw. ein Zwang aufbaut (oder das Belastungsalter);  $\rho(t, t_0)$  gibt den Relaxationskennwert an, der vereinfachend zu  $\rho \approx 0,8 = \text{konstant}$  angenommen werden kann. Mit  $\varphi(t, t_0)$  ist die Kriechzahl zum Zeitpunkt  $t$  für den Beginn der Beanspruchung zum Zeitpunkt  $t_0$  bezeichnet und  $E_c(t)$  gibt den E-Modul zum Zeitpunkt  $t$  an. Die Dehnung  $\varepsilon(t, t_0)$  entspricht entweder der hygrischen oder der thermischen zwangsauslösenden Verformung ( $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  bzw.  $\varepsilon_{CT}(t, t_0)$ ) oder ihrer Summe zum Zeitpunkt  $t$ , bei einem Beginn der Beanspruchung zum Zeitpunkt  $t_0$ .

Aus Gl. (4.1) geht hervor, dass die Zwang-Zugspannungen  $\sigma_{ct}(t)$  mit dem Dehnungsbestreben  $\varepsilon(t, t_0)$  und dem E-Modul  $E_c(t)$  des Betons anwachsen, während das Kriechvermögen, ausgedrückt durch das Produkt  $\rho(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)$ , zu einer Verminderung der Spannungen führt. Das Risiko der Rissbildung  $P_{\text{Riss}}$  lässt sich grob vereinfachend anhand des Quotienten  $P_{\text{Riss}} = \sigma_{ct}(t)/f_{ct}(t)$  abschätzen, wobei  $f_{ct}(t)$  die Zugfestigkeit des Betons zum Betrachtungszeitpunkt  $t$  darstellt. Da ein Riss entsteht, wenn  $\sigma_{ct}(t) = f_{ct}(t)$  und damit  $P_{\text{Riss}} = 1,0$  wird, ist das Risiko der Rissbildung umso geringer, je weiter der Quotient unter 1,0 liegt. Das Rissbildungsrisiko wird hierbei allein anhand des lokal vorherrschenden Beanspruchungsgrads  $\sigma_{ct}(t)/f_{ct}(t)$  ermittelt und beruht auf keinem wahrscheinlichkeitstheoretischen Konzept. Dennoch können hiermit z. B. Betone mit unterschiedlichen Eigenschaften vergleichend bewertet werden. Die Gl. (4.1) gilt generell für Beton, also nicht nur für junge Betone.

Über die Beeinflussung der Eigenschaften von jungem Beton durch Nachverdichtung oder Erschütterungen siehe u. a. [4.7–4.9].

#### 4.5 Bestimmung der Festigkeit von jungem Beton

Vor allem im Tunnelbau ergibt sich immer wieder die Aufgabe, die Festigkeit von Spritzbeton in frühem Alter zu bestimmen. Prinzipiell eignen sich dazu verschiedene Methoden. Dies sind die Messung der Ultraschallgeschwindigkeit im jungen Beton, das Abbrechverfahren nach *Johansen*, das Ausziehverfahren (Lok-Test), die Erhärtungsprüfung an getrennt hergestellten Probekörpern und verschiedene Eindringverfahren [4.10]. Bild 11 zeigt die



**Bild 11.** Anwendungsbereiche der Verfahren zum Messen der Spritzbetondruckfestigkeit [4.11]

- a) Penetrationsnadel  $\varnothing$  9 mm
- b) Penetrationsnadel  $\varnothing$  3 mm
- c) Setzbolzen
- d) Bohrkern

Festigkeitsbereiche, die näherungsweise mit verschiedenen Methoden gemessen werden können.

Aus Bild 11 ist ersichtlich, dass bei sehr niedrigen Betonfestigkeiten der Test mit dem Penetrationsnadeldurchmesser 9 mm geeignet ist, bei etwas größeren Festigkeiten der Penetrationsnadeldurchmesser 3 mm, ab einer Festigkeit von etwa 4 N/mm<sup>2</sup> kommt der Setzbolzen in Frage, und bei Festigkeiten ab 10 N/mm<sup>2</sup> kann man Bohrkerne auswerten. Die ganze Spannbreite der Festigkeiten kann auch zerstörungsfrei mit dem Ultraschallverfahren überstrichen werden [4.12].

## 5 Lastunabhängige Verformungen

### 5.1 Allgemeines

Die Gesamtverformung eines Tragwerks ist die Summe aus lastunabhängigen und lastabhängigen Verformungen. Die lastunabhängigen Verformungen betreffen die Temperaturverformung und die hygrischen Verformungen, d.h. das Schrumpfen infolge chemischer Reaktion und innerer Austrocknung (die Summe entspricht dem Grundschwinden), das Schwinden bei Wasserabgabe an die Umgebung (Trocknungsschwinden) und das Quellen bei Befeuchtung. Die Einteilung in lastunabhängige und lastabhängige Verformungen ist eine Konvention, die die mathematische Beschreibung der Phänomene vereinfacht. In Wirklichkeit wird jede lastunabhängige Verformung von Spannungen begleitet, seien es Eigenspannungen, die in einem Querschnitt bei ungleichmäßigen Temperatur- und Schwinddehnungen entstehen, oder Zwangspannungen, die bei Behinderung durch äußere Auflagerbedingungen erzeugt werden. Die Eigen- und Zwangspannungen können so groß werden, dass Risse entstehen, die die mittlere Dehnung maßgebend beeinflussen. Dennoch wird im Folgenden die traditionelle Methode zugrunde gelegt, wonach Schwinden, Quellen und Temperaturdehnung getrennt von einer mechanischen Belastung betrachtet werden können.

### 5.2 Temperaturdehnung

Wird ein Tragwerk erwärmt, dehnt sich dieses entsprechend der Temperaturdehnzahl des Betons aus

$$\varepsilon_T = \alpha_{bT} \Delta T \quad (5.1)$$

mit

$\alpha_{bT}$  Temperaturdehnzahl

$\Delta T$  Temperaturänderung

Die Temperaturdehnzahl  $\alpha_{bT}$  des Betons ist von der Temperaturdehnzahl  $\alpha_{gT}$  des Zuschlags, von der Temperaturdehnzahl  $\alpha_{zT}$  des Zementsteins, vom Zuschlag- bzw. Zementsteinanteil und vom Feuchtezustand des Betons abhängig. Die Temperatur-

dehnzahl von Beton kann in erster Näherung nach Gl. (5.2) abgeschätzt werden [5.1].

$$\alpha_{bT} = \alpha_{gT} \cdot v_{gT} + \alpha_{zT} \cdot v_{zT} \quad (5.2)$$

Darin sind  $v_{gT}$  und  $v_{zT}$  die Volumenanteile der Gesteinskörnung bzw. des Zementsteins und  $\alpha_{gT}$  bzw.  $\alpha_{zT}$  deren Temperaturdehnzahlen. Die Vorhersage kann verbessert werden, wenn anstelle der Phasen Gesteinskörnung und Zementstein zwischen den Phasen Gesteinskörnung und Feinmörtel unterschieden wird [5.2].

Die Temperaturdehnzahl  $\alpha_{gT}$  üblicher Gesteinskörnung liegt etwa zwischen 5 und 12 · 10<sup>-6</sup>/K. Sie ist bei wassergesättigtem Zuschlag etwas geringer als bei lufttrockenem Zuschlag. Zuschläge mit geringer Temperaturdehnzahl sind dichter Kalkstein und Hochofenschlacke. Mit wachsendem Quarzgehalt des Zuschlags nimmt dessen Temperaturdehnzahl zu.

Die Temperaturdehnzahl  $\alpha_{zT}$  des Zementsteins liegt etwa zwischen 10 und 23 · 10<sup>-6</sup>/K. Sie ist überwiegend vom Feuchtezustand abhängig und trägt für wassergesättigten und für sehr trockenen Zementstein etwa 10 · 10<sup>-6</sup>/K. Bei 65 bis 70 % rel. Luftfeuchte erreicht sie einen Höchstwert von etwa 23 · 10<sup>-6</sup>/K. Mit steigendem Alter des Zementsteins nimmt  $\alpha_{zT}$  etwas ab. Für Beton liegt die Temperaturdehnzahl  $\alpha_{bT}$  etwa zwischen 5,4 und 14,2 · 10<sup>-6</sup>/K. Davon treffen die kleinsten Werte für zementarmen, wassergesättigten Beton mit dichtem Kalksteinzuschlag und die größten Werte für lufttrockenen (65 bis 70 % rel. Ausgleichsfeuchte) und zementreichen Beton mit quarzreichem Zuschlag zu. Richtwerte für die Temperaturdehnzahl einiger Betone können Tabelle 21 entnommen werden [5.1].

Die Annahme einer Proportionalität zwischen Temperaturdehnung und Temperaturänderung nach Gl. (5.1) gilt nur für einen mittleren Temperaturbereich. Bei hohen Temperaturen ist  $\alpha_{bT}$  nicht mehr konstant und nimmt mit steigender Temperatur eher zu. Besonders schwierig ist die Bestimmung von  $\alpha_{bT}$ , wenn mit der Erwärmung des Betons ein Feuchte-transport verbunden ist. Über die Temperaturdehnzahl von Beton bei sehr tiefen Temperaturen wird in [5.3] berichtet. Ein Überblick über wesentliche Zusammenhänge und Einflussgrößen der Wärmedehnung ist in [5.12] enthalten.

Beim Nachweis der durch Temperaturänderungen verursachten Schnittgrößen oder Verformungen nach DIN EN 1992-1-1 kann für Beton und für Betonstahl eine Temperaturdehnzahl  $\alpha_{bT} = 10 \cdot 10^{-6}/K$  angenommen werden, wenn im Einzelfall nicht andere Werte durch Versuche nachgewiesen werden. Für die Berücksichtigung der durch Witterungseinflüsse in Bauteilen hervorgerufenen mittleren Temperaturentwicklungen darf je nach Bauteilart und -abmessungen mit einer Temperaturdiffe-

**Tabelle 21.** Richtwerte für die Temperaturdehnzahl  $\alpha_{bT}$  von Beton [5.1]

Gesteinskörnung	Feuchtigkeitszustand bei Prüfung	Temperaturdehnzahl $\alpha_{bT}$ in $10^{-6}/K$ von Beton mit einem Zementgehalt ( $kg/m^3$ ) von				
		200	300	400	500	600
Quarzgestein	wassergesättigt	11,6	11,6	11,6	11,6	11,6
	lufttrocken <sup>a)</sup>	12,7	13,0	13,4	13,8	14,2
Quarzsand und Quarzkies	wassergesättigt	11,1	11,1	11,2	11,2	11,3
	lufttrocken <sup>a)</sup>	12,2	12,6	13,0	13,4	13,9
Granit, Gneis, Liparit	wassergesättigt	7,9	8,1	8,3	8,5	8,8
	lufttrocken <sup>a)</sup>	9,1	9,7	10,2	10,9	11,8
Syenit, Trachyt, Diorit, Andesit, Gabbro, Diabas, Basalt	wassergesättigt	7,2	7,4	7,6	7,8	8,0
	lufttrocken <sup>a)</sup>	8,5	9,1	9,6	10,4	11,1
Dichter Kalkstein	wassergesättigt	5,4	5,7	6,0	6,3	6,8
	lufttrocken <sup>a)</sup>	6,6	7,2	7,9	8,7	9,8

<sup>a)</sup> Bei 65 bis 70 % rel. Luftfeuchte und bis zum Alter von rd. 1 Jahr, danach etwas geringer.

renz  $\Delta T$  zwischen  $\pm 7,5 K$  und  $\pm 20 K$  gerechnet werden.

## 5.3 Schwinden

### 5.3.1 Ursachen

Das Schwinden des Betons hat verschiedene Ursachen. Für Normalbeton ist der größte und bedeutendste Teil das *Trocknungsschwinden*. Es stellt sich ein, wenn Beton in trockener Umgebung Feuchte abgibt und als Folge sein Volumen reduziert. In Wasser oder an sehr feuchter Luft nimmt der Beton dagegen Wasser auf. Dies ist mit einer Volumenzunahme, dem *Quellen* verbunden. Schon in Abschn. 2.1.6 wurde darauf hingewiesen, dass das bei der Hydratation des Zements entstehende Zementgel ein kleineres Volumen einnimmt als das Volumen der Anteile von Wasser und Zement, aus denen es entstanden ist. Man bezeichnet diese Volumenabnahme als *chemisches Schwinden*. Bei niedrigem Wassermenge, kleiner als etwa 0,40, reicht die Wassermenge für eine vollständige Hydratation nicht aus. Die Folge ist eine innere Austrocknung und damit verbunden eine Volumenabnahme des Betons. Sie wird als *autogenes Schwinden*, früher oft auch als *Schrumpfen*, bezeichnet. Dieses ist von den Umweltbedingungen unabhängig und insbesondere bei hochfesten Betonen von Bedeutung, da es hier den Anteil des Trocknungsschwinds an der gesamten Schwindverformung sogar übertreffen kann. Auf das *plastische Schwinden* des jungen Betons während des Erstarrens und des Anfangsstadiums der Erhärtung wurde schon in Abschn. 4.3 ein-

gegangen. Auch die Carbonatisierung des Betons ist mit einer Volumenabnahme, dem *Carbonatisierungsschwinden* verbunden [5.4]. Das plastische Schwinden kann durch geeignete technologische Maßnahmen gering gehalten werden. Auch der Anteil des Carbonatisierungsschwinds an der Gesamtschwindverformung ist unter normalen Umweltbedingungen relativ klein, sodass für die Vorhersage des Schwinds von Betonen niedriger und mittlerer Festigkeitsklassen eine Differenzierung zwischen den einzelnen Komponenten des Schwinds nicht erforderlich ist. Die Vorhersage des Schwinds insbesondere hochfester Betone kann jedoch deutlich verbessert werden, wenn zwischen Trocknungsschwinden und Grundswinden (= Summe aus chemischem und autogenem Schwinden) unterschieden wird.

Für Normalbeton kann in erster Näherung angenommen werden, dass Wasserverlust und Trocknungsschwinden einander proportional sind. Bei einer genaueren Betrachtung ist aber zu berücksichtigen, dass insbesondere der Wasserverlust aus den feinen Kapillarporen und den Gelporen zu einer Volumenänderung führt, während der Wasserverlust der bei einem Trocknungsvorgang zuerst austrocknenden größeren Kapillarporen mit einem deutlich geringeren Schwinden verbunden ist.

Da die Austrocknung von Beton ein sehr langsam ablaufender Diffusionsprozess ist, entwickelt sich auch die Schwindverformung nur langsam mit der Zeit. Die oberflächennahen Bereiche eines Betonquerschnitts stehen schon nach einer kurzen Trock-

nungsdauer im Feuchtegleichgewicht mit der umgebenden Luft. Mit steigender Entfernung von der Oberfläche nimmt der Feuchtegehalt des Betons aber deutlich zu, sodass z. B. im Kern eines Betonzyinders mit einem Durchmesser von 500 mm nach einer Trocknungsdauer von mehreren Jahren immer noch eine relative Feuchte von über 90 % herrscht. Viele Jahrzehnte verstreichen, ehe ein solcher Betonzyinder über seinen ganzen Querschnitt die sog. Ausgleichsfeuchte erreicht hat. Da die rel. Feuchte über den Querschnitt ungleich verteilt ist und von außen nach innen zunimmt, ist auch die freie Schwindverformung über den Querschnitt nicht konstant und nimmt von außen nach innen ab. Als Folge davon entstehen Eigenspannungen, die sog. Schwindspannungen. Dies sind Zugspannungen an der Oberfläche und Druckspannungen im Kern, da der nur langsam austrocknende Kern die freie Schwindverkürzung der Ränder behindert. Unter ungünstigen Bedingungen lösen die Zugspannungen Schwindrisse an der Oberfläche von Betonteilen aus. Im Gegensatz zum Trocknungsschwinden ist das Grundschrwinden über den Querschnitt nahezu gleichmäßig verteilt, sodass es keine Eigenspannungen im o. g. Sinn auslöst. Sowohl Trocknungsschwinden als auch Grundschrwinden führen aber zu Gefügespannungen, weil der Zementstein in der Regel wesentlich mehr als die Gesteinskörnung schrwindet. Wegen der Behinderung des Zementsteinschwindens durch die steiferen Gesteinskörner entstehen Druckspannungen im Zuschlagkorn und Zugspannungen in der Mörtel- bzw. Zementsteinmatrix, die zu den schon in Abschn. 5.1 genannten Rissen in der Kontaktzone Zementstein-Gesteinskörnung führen. Zwängungsspannungen entstehen in statisch unbestimmten Konstruktionen, wenn die mittlere Schwindverformung eines Bauteils behindert wird. Durchgehende Trennrissen können die Folge sein. Bei der Abschätzung der Größe solcher Schwindspannungen ist aber stets der Einfluss des Kriechens von Beton zu berücksichtigen. Da sich die Schwindspannungen nur langsam entwickeln, werden sie unter der Wirkung des Kriechens abgebaut. Überschlägig können die Schwindspannungen durch Anwendung von Gl. (4.1) abgeschätzt werden.

Die physikalischen Vorgänge, die zum Schrwinden des Betons führen, sind heute, wenn auch nicht in allen Einzelheiten, so doch im Grundsatz geklärt. Im Wesentlichen sind dies Veränderungen von Kapillarspannungen im Porensystem des Zementsteins, Veränderungen der Oberflächenspannungen in den Hydrationsprodukten des Zementsteins sowie der sog. Spaltdruck zwischen den Hydrationsprodukten als Folge der Austrocknung (siehe dazu u. a. [5.5]). Die Eigenschaften der Gesteinskörnung, insbesondere sein Elastizitätsmodul, wirken sich zwar auf die Größe des Betonschwindens aus, mit Ausnahme tonhaltiger oder sehr poröser Gesteins-

körnungen schrwinden Gesteinskörnungen aber selbst nicht oder nur sehr wenig.

Die Schwindverformungen von Beton nach langer Trocknungsdauer liegen im Bereich von 0,1 bis 1 mm/m. Der wichtigste Einflussparameter für die Größe des Schrwindens von Normalbeton ist der Feuchteverlust des Betons nach einer gegebenen Trocknungsdauer. Das Schrwinden nimmt daher mit steigendem Anmachwasserergehalt und sinkender rel. Feuchte der umgebenden Luft zu. Mit sinkender Kapillarporengröße und daher mit sinkendem Wasserzementwert wird vor allem die Geschwindigkeit einer Austrocknung und damit auch der zeitlichen Entwicklung des Schrwindens reduziert. Von besonderer Bedeutung für die Größe des Schrwindens ist der Einfluss des Zementleimgehalts: In erster Näherung ist das Schrwinden dem Zementleimgehalt proportional. Dies ist die wesentliche Ursache für die im Vergleich zu Beton meist viel höheren Schwindmaße von Mörteln. Abweichungen von dieser Linearität können durch Betrachtungen auf der Basis der Verbundwerkstofftheorie erklärt werden. Schwindverformungen des Betons nehmen mit steigender Mahlfineinheit des Zements zu, aus dem er hergestellt wurde. Dies ist mit der Zunahme der Hydrationsgeschwindigkeit von Zementen mit hoher Mahlfineinheit zu erklären. Als Folge davon ist schon in jungem Alter der Gelporenanteil des Zementsteins hoch. Ein Wasserverlust führt daher zu großen Schwindverformungen. Nach Untersuchungen, über die in [5.6] berichtet wird, steigt das Schrwinden des Betons deutlich mit zunehmendem Gehalt des Zements an wasserlöslichen Alkalien. Die Schwindverformungen eines Betons sind umso geringer, je größer der E-Modul der Gesteinskörnung ist, da steife Zuschläge das Zementsteinschrwinden mehr behindern als weniger steife. Dicke Bauteile schrwinden wesentlich langsamer als dünne, weil sie erst nach sehr langer Trocknungsdauer ein Feuchtegleichgewicht mit der Umgebung erreichen. Zumindest theoretisch müsste das Endschrwindmaß aber von der Bauteildicke unabhängig sein. Da sehr dicke Bauteile aber diesen Wert u. U. erst nach Jahrhunderten erreichen, kann für eine praktische Anwendung von einer Abnahme des Endschrwindmaßes mit steigender Bauteildicke ausgegangen werden. Die Dauer der Nachbehandlung wirkt sich zwar auf die Größe des Schrwindens erst bei einer sehr langen Feuchtlagerung aus [5.7], sie ist aber entscheidend für den Widerstand der randnahen Zonen gegen das Auftreten von Schwindrissen, die insbesondere bei unzureichender Nachbehandlung beobachtet werden.

Bei wechselnder Trocken- und Feuchtlagerung ist das Schrwinden nur teilweise reversibel, sodass Quellverformungen bei Feuchtlagerung deutlich kleiner als vorangegangene Schwindverformungen sind. Im Vergleich zu den Schwindeigenschaften von Betonen mittlerer Festigkeitsklassen sind die



Schwindverformungen hochfester Betone nicht wesentlich geringer. Zwar laufen die diffusionsgesteuerten Trocknungsprozesse und damit das Trocknungsschwinden um ein Vielfaches langsamer ab als bei Normalbeton, das Grundswinden vollzieht sich bei hochfesten Betonen jedoch vergleichsweise rasch und übertrifft mit steigender Festigkeit die Größe des Trocknungsschwindens [5.8–5.10].

### 5.3.2 Mathematische Beschreibung

Die *Schwindverformung* eines Betons  $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  bei einem Alter  $t$ , der ab einem Alter  $t_s$  austrocknen konnte, setzt sich nach Gl. (5.3) aus den Anteilen Grundswinden  $\varepsilon_{cas}(t)$  und Trocknungsschwinden  $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$  zusammen [5.11].

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (5.3)$$

Die Komponenten des Schwindens  $\varepsilon_{cas}(t)$  und  $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$  ergeben sich nach den Gln. (5.4) und (5.5) aus dem Grundwert des Grundswindens  $\varepsilon_{cas0}(f_{cm})$  und einer Zeitfunktion  $\beta_{as}(t)$  bzw. aus dem Grundwert des Trocknungsschwindens  $\varepsilon_{cds0}(t, t_s)$ , einem Beiwert  $\beta_{RH}$  zur Berücksichtigung des Einflusses der rel. Luftfeuchte auf das Trocknungsschwinden sowie einer Zeitfunktion  $\beta_{ds}(t - t_s)$ .

$$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) \cdot \beta_{as}(t) \quad (5.4)$$

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (5.5)$$

Das Grundswinden  $\varepsilon_{cas}(t)$  nach Gl. (5.4) ergibt sich aus dem Produkt der Gln. (5.6) und (5.7).

$$\varepsilon_{cas0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \left[ \frac{f_{cm}/f_{cm0}}{6 + f_{cm}/f_{cm0}} \right]^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (5.6)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp \left[ -0,2 \left( \frac{t}{t_1} \right)^{0,5} \right] \quad (5.7)$$

Darin bedeuten:

$f_{cm}$	mittlere zylindrische Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen: $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$
$f_{cm0}$	$10 \text{ N/mm}^2$
$t_1$	1 Tag
$t$	Zeit [Tage]
$\alpha_{as}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart nach Tabelle 22

Die Vorhersage des Trocknungsschwindens  $\varepsilon_{cds}$  folgen den Gln. (5.8) bis (5.11).

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}/f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \quad (5.8)$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad \text{für } 40 \leq RH < 99\% \cdot \beta_{s1} \quad (5.9)$$

$$\beta_{RH}(RH) = 0,25 \quad \text{für } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1}$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left[ \frac{(t - t_s)/t_1}{350(h_0/h_1)^2 + (t - t_s)/t_1} \right]^{0,5} \quad (5.10)$$

$$\beta_{s1} = \left( \frac{3,5 f_{cm0}}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (5.11)$$

Darin bedeuten:

$f_{cm}$	mittlere zylindrische Betondruckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm0}$	$10 \text{ N/mm}^2$
$t_1$	1 Tag
RH	rel. Feuchte der umgebenden Luft [%]
$RH_0$	100%
$h_0$	wirksame Bauteildicke $h_0 = \frac{2 A_c}{u}$ mit $A_c$ = Querschnittsfläche und $u$ = Anteil des Querschnittsumfangs, der einer Trocknung ausgesetzt ist
$h_1$	100 mm
$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$	Beiwerte zur Berücksichtigung der Zementart nach Tabelle 22
$\beta_{s1}$	Beiwert, der die innere Austrocknung des Betons berücksichtigt

Die Zuordnung der Erhärtungsklassen nach DIN EN 1992-1-1 zu den Normzementen nach DIN EN 197-1 geschieht anhand von Tabelle 23.

Nach Gl. (5.6) ist das Grundswinden für Betone niedriger Druckfestigkeit gering und nimmt erst für höhere Festigkeitsklassen mit steigender Betondruckfestigkeit deutlich zu. Im Gegensatz zum Grundswinden sinkt das Trocknungsschwinden mit steigender Betondruckfestigkeit, und auch die gesamte Schwindverformung nimmt mit steigender Betondruckfestigkeit etwas ab. Natürlich ist in diesem Zusammenhang die Betondruckfestigkeit nur als Hilfsgröße zu sehen. Insbesondere das Trocknungsschwinden ist umso geringer, je kleiner die Kapillarporosität bzw. je geringer der Anmachwassergehalt bzw. der Wassorzementwert. Dieser be-

**Tabelle 22.** Beiwerte für die Gln. (5.6) bis (5.8)

Zementtyp nach DIN EN 1992-1-1	Merkmal	$\alpha_{as}$	$\alpha_{ds1}$	$\alpha_{ds2}$
SL	langsam erhärtend	800	3	0,13
N, R	normal oder schnell erhärtend	700	4	0,12
RS	schnell erhärtend und hochfest	600	6	0,12

**Tabelle 23.** Zuordnung der Zementtypen nach DIN EN 1992-1-1 zu den Normzementen nach DIN EN 197-1

Zementtyp nach DIN EN 1992-1-1	Festigkeitsklassen
SL	32,5 N
N, R	32,5 N; 42,5 N
RS	42,5 R; 52,5 N; 52,5 R

einflusst auch die Betondruckfestigkeit, sodass daraus der Zusammenhang zwischen Schwinden und Betondruckfestigkeit abgeleitet werden kann.

Das Grundschrinden ist von der rel. Feuchte der umgebenden Luft unabhängig, während das Trocknungsschrinden wegen der beschleunigten Austrocknung mit sinkender rel. Luftfeuchte deutlich zunimmt. Bemerkenswert ist, dass nach Gl. (5.9) Normalbetone erst bei einer Lagerung an Luft mit einer rel. Feuchte von nahezu 99% quellen. Dagegen ist bei hochfesten Betonen mit einer Druckfestigkeit von ca. 100 N/mm<sup>2</sup> wegen der vorangegangenen inneren Austrocknung schon bei einer Lagerung an Luft mit einer rel. Feuchte von ca. 90% mit Quellverformungen zu rechnen. Die zeitliche Entwicklung des Trocknungsschrindens wird durch Gl. (5.10) beschrieben, die auf der Diffusionstheorie aufbaut und damit auch physikalisch begründbar ist. Aus dieser Beziehung folgt, dass sich das Trocknungsschrinden langsamer als das Grundschrinden entwickelt und dass es auch von den Bauteilabmessungen abhängig ist. Nach Gl. (5.10) hat ein Betonkörper mit quadratischem Querschnitt und einer Kantenlänge von 100 mm nach einer Trocknungsdauer von 1 Monat bereits ca. 50% von  $\varepsilon_{cs,70}$  erreicht. Beträgt die Kantenlänge dagegen 500 mm, so sind wegen der langsameren Austrocknung nach einem Monat erst ca. 10% von  $\varepsilon_{cs,70}$  aufgetreten.

**Tabelle 24.** Endschrindmaße  $\varepsilon_{cs,70}$  nach MC 2010 und MC 90 für Betone mit einer charakteristischen Festigkeit  $f_{ck}$  zwischen 20 und 50 N/mm<sup>2</sup>

Trockene Umweltbedingungen (Innenräume) RH = 50 %			Feuchte Umweltbedingungen (im Freien) RH = 80 %		
Wirksame Bauteildicke $h_0$ [mm]					
50	150	600	50	150	600
Endschwindmaß $\varepsilon_{cs,70}$ [‰]					
-0,57	-0,56	-0,47	-0,32	-0,31	-0,26

Für  $t \rightarrow \infty$  erhält man aus den Gln. (5.6), (5.7) und (5.10) als Endwert des Schrindens:

$$\varepsilon_{cs}(t \rightarrow \infty) = \varepsilon_{cs,0}(f_{cm}) + \varepsilon_{cs,0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \quad (5.12)$$

Der Endwert des Schrindens wäre daher von den Bauteilabmessungen unabhängig. Da dicke Bauteile jedoch viel langsamer als dünne Bauteile austrocknen, haben sie auch nach jahrzehntelanger Trocknung erst einen kleinen Anteil dieses Endwertes erreicht. Im CEB-FIP MC 90 sowie *fib* MC 2010 wurden daher für das sog. Endschrindmaß jene Schrindverformungen  $\varepsilon_{cs,70}$  angegeben, die sich aus dem in diesen Dokumenten verwendeten Vorhersageverfahren ergeben. Sie gelten für Normalbetone und weichen von den Werten, die man für mittlere Festigkeitsklassen aus den Gln. (5.3) bis (5.11) erhält, nur wenig ab. Für verschiedene Umweltbedingungen und Bauteilabmessungen sind diese Werte in Tabelle 24 zusammengestellt. Für hochfeste Betone mit Druckfestigkeiten im Bereich  $60 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cm} \leq 130 \text{ N/mm}^2$  können in erster Näherung die Tabellenwerte mit dem Faktor  $(63/f_{cm})^{0,2}$  multipliziert werden.

Mit der Einführung der neuen DIN EN 1992-1-1: 2011-01 wurde das oben beschriebene Vorhersageverfahren (siehe [5.11]) durch neue Formeln zur Abschätzung des Schrindens ersetzt. Die damit verbundene Darstellung des Schrindens widerspricht jedoch der Diffusionstheorie, die auch für Beton Gültigkeit besitzt. Schwerer wiegt aber noch, dass die neu vorhergesagten Endschrindwerte um bis zu rd. 40% kleiner sind als die gemäß [5.11] berechneten Werte, siehe [5.13]. Während die Formeln zur Schrindvorhersage in [5.11] auf einer umfangreichen Datenbank beruhen und das Betonschrinden physikalisch korrekt und in der Größenordnung zutreffend wiedergeben, sind keine Hintergrunddokumente bekannt, die ein derartiges Abmildern der Schrindwerte in der neuen Norm be-



gründen würden. Es ist daher zu erwarten, dass kurzfristig Korrekturen an DIN EN 1992-1-1: 2011-01 vorgenommen werden. Der Praxis kann daher nur empfohlen werden, weiterhin mit den bewährten, zuverlässigen und sicheren Angaben gemäß [5.11] zu arbeiten, so wie dies in [5.14] auch empfohlen wird.

## 6 Festigkeit und Verformung von Festbeton<sup>1)</sup>

### 6.1 Strukturmerkmale

Da die beiden Phasen des Betons, der Zementstein und die Gesteinskörnung, sich in ihrer Struktur sowie in ihren Festigkeits- und Verformungseigenschaften deutlich unterscheiden, ist Beton auch makroskopisch heterogen. Die Mikrostruktur des Betons wird durch das Porensystem des Zementsteins nach Abschn. 2.1.6 und durch die Struktur der Kontaktzonen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung bestimmt. Die Gesamtporosität von Beton nimmt mit steigendem Hydratationsgrad und abnehmendem Wasserzementwert ab und liegt je nach Prüfmethode etwa im Bereich von 8 bis 15 % bezogen auf das Betonvolumen [0.5]. Über Methoden zur Bestimmung der Gesamtporosität, der Kapillarporosität und der Porengrößenverteilung von Beton siehe u. a. [0.1].

Wesentlich für die mechanischen Eigenschaften von Beton ist, dass schon im unbelasteten Normalbeton in den Kontaktzonen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung Mikrorisse vorhanden sind, und zwar als Folge der geringen Festigkeit der Kontaktzone und der Behinderung des plastischen Schwindens und des Grundswindens von Zementstein durch die steiferen und volumenstabilen Gesteinskörner. Diese Mikrorisse beeinflussen die Verformungseigenschaften des Betons und sind der Ausgangspunkt der Rissentwicklung bei Druck- oder Zugbeanspruchung. Die Gesteinskörnung weist – mit Ausnahme von Leichtzuschlag – eine wesentlich dichtere Struktur als der Zementstein auf, sodass ihre Struktureigenschaften im Allgemeinen weniger wichtig als die des Zementsteins sind.

### 6.2 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit ist für die meisten Anwendungen die wichtigste bautechnische Eigenschaft des Betons. Zurzeit wird Beton mit Druckfestigkeiten bis zu rd. 85 N/mm<sup>2</sup> routinemäßig hergestellt. Bei

Berücksichtigung von Sondermaßnahmen können jedoch hochfeste Betone mit Druckfestigkeiten bis zu rd. 150 N/mm<sup>2</sup> auch unter Baustellenbedingungen hergestellt werden. Darüber liegen in vielen Ländern bereits baupraktische Erfahrungen vor, insbesondere in Norwegen, den USA und Frankreich, aber auch in Deutschland (siehe auch Abschnitt 12).

#### 6.2.1 Spannungszustand und Bruchverhalten von Beton bei Druckbeanspruchung

Eine äußere, gleichmäßig verteilte, einachsige Druckspannung löst im Beton einen ungleichmäßigen, räumlichen Spannungszustand aus. Die steiferen Zuschläge ziehen einen größeren Anteil der abzuleitenden äußeren Druckbeanspruchung an sich als der Zementstein, sodass die in Krafrichtung wirkenden Druckspannungen im Zuschlag größer sind als im Zementstein. Rechtwinklig zur Belastungsrichtung entstehen Druck- und Zugspannungen, die in sich im Gleichgewicht stehen.

Wegen der meist geringen Verbundfestigkeit zwischen Zementstein und Zuschlag beginnen bei einer Spannung von etwa 40 % der Druckfestigkeit die bereits vor der Belastung vorhandenen Risse in den Kontaktzonen zwischen Zementstein und groben Zuschlägen zu wachsen. Bei einer Spannung größer als etwa 80 % der Druckfestigkeit setzen sie sich in der Mörtelphase des Betons, vorzugsweise in einer Richtung parallel zur äußeren Belastung, fort. Beton ist damit schon vor Erreichen der Druckfestigkeit von einem System feiner Mikrorisse durchzogen, die auch für die Abweichung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von der Linearität verantwortlich sind. Häufigkeit und Länge der Mikrorisse nehmen mit steigender Spannung zu, und kleinere Risse vereinigen sich zu größeren.

Die Druckfestigkeit des Betons ist erreicht, sobald in einem meist örtlich begrenzten Bereich des Betons die Mikrorisse bis auf eine kritische Länge gewachsen sind, sodass bei einer Beanspruchung mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit ein schlagartiger Bruch auftritt. Wird dagegen bei einer Beanspruchung mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit die Spannung nach Erreichen der Druckfestigkeit reduziert, so wachsen die Mikrorisse nur langsam bzw. stabil bei steigender mittlerer Verformung an. Es entsteht der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungslinie. Wesentlich ist für das in Abschn. 6.5 beschriebene Spannungs-Dehnungsverhalten, dass auch der Druckbruch von Beton meist diskret ist, d. h. dass er in einem örtlich begrenzten Bereich auftritt.

Das Bruchverhalten von Leichtbeton unterscheidet sich von den hier für Normal- und Schwerbeton beschriebenen Vorgängen, da der E-Modul vieler Leichtzuschläge geringer als der E-Modul des Zementsteins ist. Der innere Spannungszustand bei Druckbeanspruchung ist bei Leichtbeton daher an-

<sup>1)</sup> Im Folgenden wird als Vorzeichenregel eingehalten: Werkstoffkenngrößen sind absolut z. B.  $f_{ck} = |f_{ck}|$ , Druckspannungen und Verkürzungen sind negativ; Zugspannungen und Verlängerungen sind positiv.

ders als bei Normalbeton. Die Mikrorisse verlaufen nicht mehr vorzugsweise durch die Zementsteinmatrix, sondern auch durch den Leichtzuschlag. Entsprechend werden Verformungsverhalten und Festigkeit in weit höherem Maß durch den Zuschlag bestimmt, als dies für Normalbeton der Fall ist (siehe auch Abschn. 10.2.5).

## 6.2.2 Einflüsse auf die Druckfestigkeit

Aus der Beschreibung des Bruchvorgangs von Beton bei Druckbeanspruchung geht hervor, dass die Druckfestigkeit des Betons vor allem von den mechanischen Eigenschaften des Zementsteins bestimmt wird. In erster Näherung sind daher Betondruckfestigkeit und Zementsteinfestigkeit einander proportional. Unter Einbezug der Angaben in Abschnitt 2.1.5 hängt die Druckfestigkeit des Betons vom Wasserzementwert, vom Hydrationsgrad sowie von Zementart, Zusatzstoffen und u. U. Zusatzmitteln und damit von der Betonzusammensetzung und von den Erhärtungsbedingungen ab. Die Eigenschaften der Gesteinskörnung sind vor allem für die Festigkeit von Leichtbeton und von hochfestem Beton von Bedeutung. Auch der Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung übt einen wesentlichen Einfluss auf die Betondruckfestigkeit aus, ist jedoch kaum direkt zu beeinflussen und wird daher vorrangig von den Eigenschaften des Zementsteins und der Art der Gesteinskörnung bestimmt. Auch Prüfeinflüsse sind bei der Beurteilung des Ergebnisses von Druckfestigkeitsprüfungen zu berücksichtigen.

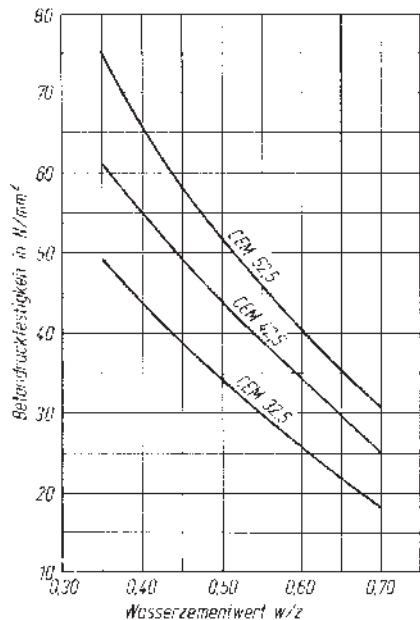
### 6.2.2.1 Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzung

Ausgangsstoffe und die Betonzusammensetzung müssen so gewählt werden, dass der Frischbeton sachgerecht verarbeitet werden und der erhärtete Beton die geforderte Druckfestigkeit erreichen kann. Konsistenz und Verarbeitbarkeit des Frischbetons (siehe Abschn. 3.3) müssen daher so beschaffen sein, dass der Beton mit den für die Bauausführung vorgesehenen Geräten sachgerecht und ohne wesentliches Entmischen transportiert, eingebaut und praktisch vollständig verdichtet werden kann. Während die Konsistenz des Frischbetons besonders vom Wassergehalt bzw. von der Zementleimmenge abhängt, ist der Wasserzementwert  $w/z$  die für die Betondruckfestigkeit wichtigste Einflussgröße. Bei gleichem Wasserzementwert und sonst gleichen Bedingungen nimmt die Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen mit der Normdruckfestigkeit des Zements zu.

Für Beton ist in der Regel die 28-Tage-Druckfestigkeit von Bedeutung. Für frühzeitiges Ausschalen, für das Vorspannen und Abschätzen des Erhärtungsverlaufs und der Nacherhärtung ist auch die Betondruckfestigkeit in jüngerem bzw. in späterem

Alter wichtig. Der Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Wasserzementwert wurde erstmals von *Abrams* festgestellt [6.1]. Die Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen vom Wasserzementwert für verschiedene Zementfestigkeitsklassen nach *Walz* [6.43] hat sich zur Abschätzung des für eine bestimmte Betondruckfestigkeit erforderlichen Wasserzementwertes in Deutschland bewährt. Im CEB-FIP Model Code 1990 [1.2] wurde die Darstellung für kleinere Wasserzementwerte auf den damals aktuellen, heute noch gültigen Erfahrungsstand gebracht. Der experimentell gewonnene Einfluss des Wasserzementwertes auf die Betondruckfestigkeit nach Bild 12 entspricht in seinem Verlauf Bild 2 und den Gl. (2.2) und (2.3) in Abschn. 2.1.6.

Der Einfluss der Zementart kommt in Gl. (2.2) durch den Hydrationsgrad im Alter von 28 Tagen zum Ausdruck: Dieser steigt mit steigender Festigkeitsklasse des Zements, da die hochfesten Zemente im Allgemeinen schneller als die niederfesten hydratisieren. Der Zementgehalt hat vor allem einen indirekten Einfluss auf die Betondruckfestigkeit: Wird der Zementgehalt bei konstantem Wassergehalt erhöht, so sinkt damit der Wasserzementwert,



**Bild 12.** Charakteristische Betonzylinderdruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen in Abhängigkeit von  $w/z$ -Wert und Zementfestigkeitsklasse [1.2]

und die Betondruckfestigkeit steigt entsprechend Bild 12. Darüber hinaus wirken sich der Zement- bzw. der Zementleimgehalt auf die Frischbetonkonsistenz aus und beeinflussen damit z. B. über die Verarbeitbarkeit des Frischbetons indirekt auch die Betondruckfestigkeit. Die Betondruckfestigkeit nimmt mit steigender Dicke der Zementsteinschicht, welche die Zuschlagkörner umhüllt, und damit steigendem Zementgehalt ab. Wie schon in Abschn. 2.1.6 dargestellt, sind auch der Kornaufbau des Zements sowie eventuell vorhandene Zusatzstoffe für die Packungsdichte des Zementleims und so für die Druckfestigkeit von Bedeutung. Da alle diese Einflussgrößen nur schwer in allgemeingültiger Form beschrieben werden können, stellt der Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Wasserzementwert nach Bild 10 nur einen, meist auf der sicheren Seite liegenden, Schätzwert dar.

Unter den Eigenschaften der Gesteinskörnung sind Art und Festigkeit des Gesteins, Form und Oberflächenbeschaffenheit des Korns sowie Kornzusammensetzung und Größtkorn von Bedeutung für die Betondruckfestigkeit (siehe auch Abschn. 2.2). Art und Festigkeit des Gesteins sowie Form und Oberflächenbeschaffenheit des Gesteinskorns machen sich aber nur dann nennenswert bemerkbar, wenn die Oberflächeneigenschaften die Haftung zwischen Zementstein und Gesteinskörnung deutlich beeinflussen, z. B. bei Gesteinskörnung mit sehr glatter oder sehr rauer Oberfläche oder bei wesentlichen chemischen Reaktionen zwischen Zementstein und Gesteinskorn.

Bevor der selbstverdichtende Beton (SVB) erfunden wurde, galten die folgenden Zusammenhänge: Gesteinskörnung mit kleinem Größtkorn und hohem Sandanteil besitzt eine höhere spezifische Oberfläche als Gesteinskörnung mit geringerem Sandanteil und größerem Größtkorn. Bei gegebenem Zementgehalt und Wasserzementwert ist die Zementsteinschicht, die die Gesteinskörnung umhüllt, beim sandreichen Beton daher dünner und seine Druckfestigkeit etwas höher als jene des Betons mit grobkörniger Gesteinskörnung. Dies kann jedoch nur in einem engen Bereich genutzt werden, da sich sonst Verarbeitungsschwierigkeiten ergeben. Für die praktische Anwendung sind daher sandärmere Korngemische mit üblichem Größtkorn und möglichst geringem Wasser- bzw. Zementleimbedarf vorteilhaft und zweckmäßig, soweit dem Gründe der Rohstoffsischerung von Gesteinskörnung nicht widersprechen.

Die Erfahrungen haben aber gezeigt, dass die Kornzusammensetzung im Feinsandbereich und im Feinstoffbereich die Festigkeit und die Dichtigkeit des Betons wesentlich beeinflusst. Durch die Verbesserung der Kornzusammensetzung in Richtung besserer Hohlraumausfüllung ergibt sich kein größerer, sondern teilweise sogar ein kleinerer Wasseran-

spruch für gleiches Konsistenzmaß, und die Festigkeit und Dichtigkeit werden deutlich verbessert. Auch die durch Betonzusatzstoffe (inerte Stoffe und Puzzolane) teilweise erreichten Festigkeitssteigerungen sind insbesondere in jüngerem Betonalter auf den verbesserten Kornaufbau in diesen Bereichen und nicht auf eine Beteiligung an der Erhärtung zurückzuführen. Zum Kornaufbau des SVB siehe Abschnitt 8.2.

### 6.2.2.2 Erhärtungsbedingungen und Reife

Die Erhärtungsbedingungen werden im Wesentlichen durch das Alter, die Feuchtigkeit und die Temperatur des Betons bestimmt. Alle drei können die Betondruckfestigkeit wesentlich beeinflussen. Die Betondruckfestigkeit nimmt mit dem Alter des Betons zu. Die Endfestigkeit wird u. U. erst nach Jahren erreicht, ein wesentlicher Anteil stellt sich jedoch bis zum 28. Tag ein. Anfangsfestigkeit, Erhärtungsverlauf und Nacherhärtung können je nach Zement, Betonzusammensetzung und Erhärtungstemperatur sehr unterschiedlich sein. Auf die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit des Betons nach ca. 1 Tag wird in Abschn. 6.6.1 eingegangen. Von besonderer baupraktischer Bedeutung ist auch die Festigkeitsentwicklung des jungen Betons. Mit einem schnell erhärtenden Zement (siehe auch Abschn. 2.1.1) kann bereits nach 1 Stunde eine Druckfestigkeit von über  $5 \text{ N/mm}^2$  erreicht werden. Eine hohe Anfangsfestigkeit ist auch mit frühhochfestem Beton mit Fließmittel erreichbar, sodass z. B. damit hergestellte Betonfahrbahnen in der Regel bereits im Betonalter von 1 Tag für den Verkehr freigegeben werden können und teilweise sogar schon nach 6 bis 10 Stunden freigegeben worden sind. Richtwerte für die Anfangsfestigkeit und die Nacherhärtung von Beton aus verschiedenen Zementen gehen aus den Tabellen 25 und 26 hervor.

Damit der Zementstein im Beton einen hohen Hydrationsgrad nach Abschnitt 2.1.6 aufweist, muss ihm bei ausreichend hohen Temperaturen über einen ausreichend langen Zeitraum Wasser zur Hydratation zur Verfügung stehen. Die Hydratation des Zementsteins kommt zum Stillstand, wenn die rel. Feuchte im Inneren des Betons unter ca. 80 bis 90 % sinkt. Beton muss daher nachbehandelt, d. h. vor Austrocknung und niedrigen Temperaturen geschützt bzw. feuchtgehalten werden. Die Nachbehandlung bestimmt vor allem die Eigenschaften der oberflächennahen Bereiche eines Betonquerschnitts und damit der Betonüberdeckung der Bewehrung, da diese zuerst austrocknen, während tieferliegende Querschnitte über einen längeren Zeitraum einen zur Hydratation ausreichenden Feuchtegehalt aufweisen können. Die Nachbehandlung von Beton ist daher besonders für die Dauerhaftigkeit einer Betonkonstruktion von großer Bedeutung. Nach DIN 1045-3 muss Beton für alle Expositionsklassen [1.3] außer X0, XC1 und XM so lange nachbehandelt

**Tabelle 25.** Richtwerte für die Festigkeitsentwicklung von Beton aus verschiedenen Zementen bei 20 °C-Lagerung

Festigkeitsklasse des Zements nach DIN EN 197-1	Betondruckfestigkeit in % der 28-Tage-Werte nach			
	3 Tagen	7 Tagen	90 Tagen	180 Tagen
52,5 N; 42,5 R	70 bis 80	80 bis 90	100 bis 105	105 bis 110
42,5 N; 32,5 R	50 bis 60	65 bis 80	105 bis 115	110 bis 120
32,5 N	30 bis 40	50 bis 65	110 bis 125	115 bis 130

**Tabelle 26.** Richtwerte für die Festigkeitsentwicklung von Beton aus verschiedenen Zementen bei 5 °C-Lagerung

Festigkeitsklasse des Zements nach DIN EN 197-1	Betondruckfestigkeit bei 5 °C-Lagerung in % der Werte bei 20 °C-Lagerung nach		
	3 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
52,5 N; 42,5 R	60 bis 75	75 bis 90	90 bis 105
42,5 N; 32,5 R	45 bis 60	60 bis 75	75 bis 90
32,5 N	30 bis 45	45 bis 60	60 bis 75

delt werden, bis die Festigkeit des oberflächennahen Betons 50 % der charakteristischen Festigkeit des verwendeten Betons erreicht hat. Für die Expositions-klassen XM werden 70 % gefordert (siehe Abschnitt 3.6). Die Nachbehandlung sollte möglichst als besondere Position im Leistungsverzeichnis ausgeschrieben werden mit der Aufforderung, die vorgesehenen Maßnahmen im Angebot auszuweisen.

Die Nachbehandlung des Betons wirkt sich auch auf seine Druckfestigkeit aus. Solange der Beton eine relative Feuchte von 80 bis 90 % im Porenraum besitzt, hydratisiert der Zement weiter. Je dichter ein Bauteil ist, umso langsamer trocknet dieses aus und umso länger wird die Feuchte für die Hydratation ausreichen. Unterschiedliche Versuchsergebnisse, die zwischen 10 und 60 % Verringerung der Festigkeit gegenüber Feuchtlagerung berichten, sind durch die Abmessungen der Probekörper zu erklären. Ein zweiter Aspekt ist die Erhärtungsgeschwindigkeit des Zementes. Hochofenzemente erhärten

langsamer als andere Zemente und sind daher empfindlicher hinsichtlich der Nachbehandlung. Die Tatsache, dass es bei Betonbauten selten Festigkeitsprobleme gibt, liegt u. a. an der Tatsache, dass die mittlere Festigkeit eines Querschnitts trotz mangelnder Nachbehandlung die geforderte erreicht.

Die Druckfestigkeit des Betons ist aber auch abhängig vom Feuchtigkeitszustand des Betons bei der Prüfung. Betone gleicher Zusammensetzung, Verdichtung und Hydratation weisen eine umso größere Druckfestigkeit auf, je mehr der Beton zum Zeitpunkt der Prüfung ausgetrocknet ist. Je nach Betonzusammensetzung und Feuchtigkeitszustand kann die Druckfestigkeit trockener Proben um 10 bis 40 % höher als jene feuchter Proben sein.

Wie andere chemische Vorgänge wird auch die Erhärtung des Betons durch niedrige Temperaturen verzögert und durch höhere Temperaturen beschleunigt. Sowohl die Verzögerung durch niedrige Temperaturen als auch die Beschleunigung durch höhere Temperaturen ist bei Verwendung von langsam erhärtendem Zement ausgeprägter und bei Verwendung von schnell erhärtendem Zement weniger ausgeprägt als bei Verwendung von Zement mit mittlerer Erhärtungsgeschwindigkeit. Richtwerte für den Einfluss der Lagerungstemperatur auf die Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse des Zements können den Tabellen 25 und 26 entnommen werden. Der Einfluss der Lagerungstemperatur auf die Festigkeitsentwicklung kann näherungsweise auch durch den Reifegrad erfasst werden.

Mit steigender Temperatur wächst die Hydratationsgeschwindigkeit des Zements. Entsprechend wird auch die zeitliche Entwicklung der mechanischen Eigenschaften des Betons von der Lagerungstemperatur beeinflusst. Um diesen Zusammenhang zu quantifizieren, wurde in der Betontechnologie der

Begriff der Reife bzw. des Reifegrades  $R$  eingeführt. Die einfachste Beziehung hierfür ist der Reifegrad  $R_s$  nach *Saul-Nurse* entsprechend Gl. (6.1).

$$R_s = \Sigma(T_i + 10) \cdot \Delta t_i \quad (6.1)$$

Darin ist  $T_i$  die mittlere Betontemperatur in  $^{\circ}\text{C}$ , die während des Zeitintervalls  $\Delta t_i$  in Tagen wirkt. Der Reifegrad entspricht damit dem Integral des Zeitverlaufs der Betontemperatur oberhalb einer Temperatur von  $-10^{\circ}\text{C}$ . In Gl. (6.1) wird von der Annahme ausgegangen, dass bei einer Temperatur von  $-10^{\circ}\text{C}$  die Hydratation völlig zum Stillstand kommt. Der Reifegrad  $R_s$  stellt eine empirisch gefundene Größe dar. Die Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Erhärtung und Temperatur entspricht nicht den Gesetzmäßigkeiten der Physik. Wendet man die bekannte *Arrhenius*-Gleichung an, so müsste der Reifegrad nach Gl. (6.2) formuliert werden.

$$R_A = \text{const} \int_0^t e^{-Q/RT} \cdot dt \quad (6.2)$$

Darin bedeuten  $T$  die Betontemperatur in  $\text{K}$ ,  $t$  das Betonalter,  $Q$  die Aktivierungsenergie für die Hydratation und  $R$  die allgemeine Gaskonstante, siehe dazu u. a. [6.18]; weitere Reifegradformeln finden sich in [0.1, 1.2, 6.19]. Nach Gl. (6.2) nimmt die Reife  $R_A$  mit steigender Temperatur überproportional zu. Die Anwendung der linearen Beziehung Gl. (6.1) führt daher zu einer Unterschätzung der beschleunigenden Wirkung erhöhter Temperaturen. Ob mit Gl. (6.1) die verzögernde Wirkung tiefer Temperaturen unter- oder überschätzt wird, hängt von der Aktivierungsenergie ab. Nach [6.18] wird diese von der Zementart, aber auch vom Wasserzementwert, Zusatzmitteln und Zusatzstoffen beeinflusst. Sie müsste daher für jede Betonmischung, für die Gl. (6.2) angewandt wird, experimentell bestimmt werden.

Anstelle des Reifegrades kann auch der Begriff des wirksamen Betonalters eingeführt werden. Weicht die Betontemperatur von  $20^{\circ}\text{C}$  ab, so entspricht das wirksame Betonalter jenem Zeitintervall, nach dem der Beton dieselbe Reife wie bei einer Betontemperatur von  $20^{\circ}\text{C}$  erreicht hat. Unter Zugrundelegung der Beziehung nach Gl. (6.1) ergibt sich für das wirksame Betonalter  $t_T$ :

$$t_T = \frac{\Sigma(T_i + 10) \cdot \Delta t_i}{30} \quad (6.3)$$

Gl. (6.3) wird z. B. verwendet, um den Einfluss der Lagerungstemperatur vor der Belastung auf das Kriechen von Beton zu berücksichtigen.

Eine Verfeinerung der Reifeformel von *Saul* u. a. ist die *gewichtete Reife*. Die gewichtete Reife gibt den Erhärtungsbeitrag eines jungen Betons je Stunde an. Sie ist in Gl. (6.4) definiert.

$$R_g = 10 (C^{0,1 T - 1,245} - C^{-2,245}) / \ln C \quad (6.4)$$

mit

$R_g$  gewichtete Reife [ $^{\circ}\text{C} \cdot \text{h}$ ]

$T$  mittlere Temperatur in der betrachteten Stunde [ $^{\circ}\text{C}$ ]

$C$  C-Wert des Zements oder Bindemittelgemischs

Für niederländische und deutsche Zemente sind die C-Werte in Tabelle 27 wiedergegeben. Daraus geht hervor, dass der C-Wert hauptsächlich vom Klinkergehalt des Zements abhängig ist.

Die C-Werte sind für folgende Fälle um  $\pm 0,10$  zu korrigieren bzw. beim Grundwert zu belassen:

- wenn die Erhärtungstemperatur des Betons überwiegend unter  $35^{\circ}\text{C}$  liegt und der Beton eine „Festigkeitsentwicklung  $< 5$ “ hat, dann gilt der Grundwert;
- wenn die Erhärtungstemperatur des Betons überwiegend unter  $20^{\circ}\text{C}$  liegt und der Beton eine „Festigkeitsentwicklung 5–8“ hat, dann gilt der Grundwert  $+ 0,10$ ;

**Tabelle 27.** C-Werte von niederländischen und deutschen Zementen

#### Niederlande

Zementart	C-Wert
CEM I, CEM II/A, CEM II/B	1,30
CEM III/A	1,40
CEM III/B	1,55

#### Deutschland [6.35]

Zementart	C-Wert
CEM I	1,25 bis 1,35
CEM II/B-S	1,30 bis 1,40
CEM III/A	1,35 bis 1,45
CEM III/B	1,40 bis 1,60

#### Deutschland [0.3]

Gehalt an Portlandzementklinker in Masse-%	C-Wert
$> 65\%$	1,3
50 bis 64	1,4
35 bis 49	1,5
20 bis 34	1,6

- wenn die Erhärtungstemperatur des Betons überwiegend zwischen 20 und 35 °C liegt und der Beton eine „Festigkeitsentwicklung 5–8“ hat, dann gilt der Grundwert –0,10;
- wenn die Erhärtungstemperatur des Betons überwiegend zwischen 35 und 50 °C liegt und der Beton eine „Festigkeitsentwicklung < 5“ hat, dann gilt der Grundwert –0,10.

Erläuterung:

- 1) „Festigkeitsentwicklung < 5“ bedeutet, dass zwischen 24 und 36 h bei einer Erhärtungstemperatur von 20 °C die Festigkeitszunahme unter 5 N/mm<sup>2</sup> liegt.
- 2) „Festigkeitsentwicklung 5–8“ bedeutet, dass zwischen 24 und 36 h bei einer Erhärtungstemperatur von 20 °C die Festigkeitszunahme zwischen 5 und 8 N/mm<sup>2</sup> liegt.

Über eine Eichkurve, die in Vorversuchen bei ca. 20 und 65 °C bestimmt wird, wird die Beziehung zwischen Festigkeit und gewichteter Reife hergestellt. Eine solche Beziehung ist in Bild 13 exemplarisch für eine bestimmte Betonzusammensetzung dargestellt.

Mithilfe der Methode der gewichteten Reife kann dann für jeden Zeitpunkt die Festigkeit eines erhärtenden Betons vorhergesagt werden, wenn in der Konstruktion die Temperatur gemessen wird. Am besten geschieht dies an einigen ausgewählten Stellen mithilfe von einbetonierten Thermoelementen. Für die Ermittlung der gewichteten Reife kann z. B. die niederländische Norm NEN 5970:2001-9 herangezogen werden.

Nicht vollständig erfasst werden kann damit der Einfluss stark veränderlicher Temperaturen während der Erhärtung: Junger Beton, der anfangs bei niedrigen Temperaturen gelagert, aber vor Frosteinwirkung und frühzeitiger Austrocknung geschützt wird, erreicht während einer anschließenden Lagerung bei 20 °C etwas höhere Druckfestigkeiten als ein Beton, der stets bei 20 °C gelagert wurde. Die Druckfestigkeitssteigerung ist umso ausgeprägter, je größer die Anfangsverzögerung durch niedrige Temperaturen ist. Sie ist daher bei Beton mit langsam erhärtendem Zement größer als bei Beton mit schnell erhärtendem Zement. Dagegen haben erhöhte Anfangstemperaturen in höherem Alter geringere Druckfestigkeiten zur Folge im Vergleich zur Druckfestigkeit gleicher Betone, die stets bei 20 °C gelagert wurden. Diese Beobachtung ist auch beim Betonieren im Winter bzw. beim Betonieren in warmer Umgebung von Bedeutung.

Die höhere 28-Tage-Druckfestigkeit bei anfangs niedriger Temperatur und die etwas geringere 28-Tage-Druckfestigkeit bei anfangs höherer Temperatur kann vor allem damit erklärt werden, dass sich bei beschleunigter Anfangserhärtung kurzfasrige und bei Verzögerung der Anfangserhärtung langfasrige Hydratationsprodukte bilden, die ineinanderwachsen und ein festes Gerüst bilden. Ein ähnlicher Effekt kann sich auch bei beschleunigenden und verzögernden Betonzusatzmitteln ergeben. Beschleuniger haben eine höhere Anfangstemperatur und daher eine geringere 28-Tage-Druckfestigkeit zur Folge. Verzögerer bewirken dagegen eine niedrigere Anfangstemperatur und eine höhere 28-Tage-Druckfestigkeit.

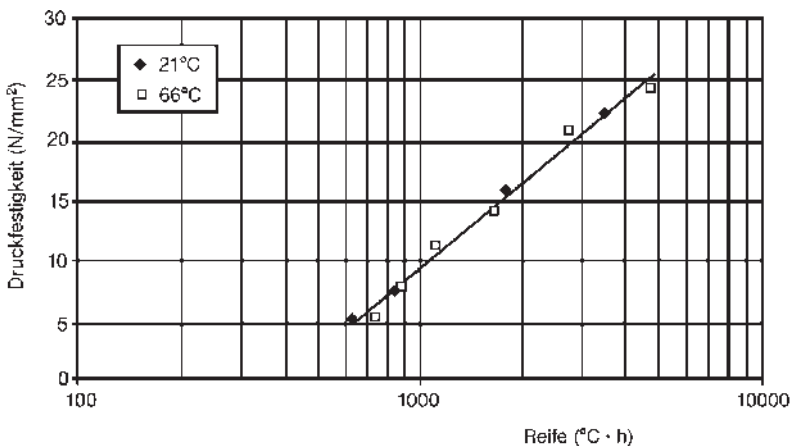


Bild 13. Eichkurve für einen bestimmten Beton [6.14]



Höhere Betontemperaturen werden gezielt insbesondere zur Herstellung von Betonfertigteilen und von Betonwaren angewendet, um z. B. durch Dampfmischen, Wärmebehandlung oder Dampfhärtung die Festigkeitsentwicklung des Betons zu beschleunigen und so die Zeit bis zum Entschalen und Vorspannen bzw. Transportieren und Stapeln zu verkürzen [6.15].

### 6.2.2.3 Prüfeinflüsse

Die Druckfestigkeit von Beton wird an Probekörpern durch stetige Steigerung der Spannung oder Stauchung bestimmt. Für einen Beton gegebener Zusammensetzung und Erhärtung kann das erzielte Ergebnis durch zusätzliche Parameter beeinflusst werden, die mit dem Probekörper, der Prüfmaschine oder der Versuchsdurchführung in Verbindung stehen. Zu diesen Prüfeinflüssen gehören insbesondere Größe und Gestalt der Prüfkörper, die Ebenheit ihrer Druckflächen, die Steifigkeit der Prüfmaschine sowie Steifigkeit und Ebenheit der Druckplatten, ungewollte Exzentrizitäten beim Einbau der Probe sowie die Versuchsdurchführung, insbesondere die Belastungs- oder Dehngeschwindigkeit.

Die geringste Prüfkörperabmessung  $d$  soll in der Regel bei gesondert hergestellten Prüfkörpern das 4-Fache und bei aus Bauteilen herausgearbeiteten Prüfkörpern das 3-Fache des Zuschlaggrößtkorns  $D$  nicht unterschreiten. Prüfkörper mit  $d/D$  kleiner als 3 (jedoch nicht kleiner als 2) sollten nur in Ausnahmefällen zur Prüfung herangezogen werden. Wegen der größeren Versuchsstreuungen sollte dann jedoch eine größere Anzahl von Prüfkörpern geprüft werden. – Die Betondruckfestigkeit wird heute in Deutschland an 150-mm-Würfeln ermittelt. Nach DIN EN 12390-2 Ber 1:2012-02 sind die Probekörper 7 Tage feucht und anschließend an Raumluft bei einer Temperatur zwischen 15 und 22 °C zu lagern. Die EN 206 fordert die Bestimmung der Betondruckfestigkeit entweder an Zylindern 150/300 mm oder an 150-mm-Würfeln, die bis zur Prüfung wassergelagert wurden. Die DIN EN 1992-1-1 baut auf der Druckfestigkeit von wassergelagerten Betonzylindern 150/300 mm im Alter von 28 Tagen auf.

**Tabelle 28.** Verhältniswerte der Druckfestigkeit von Prüfkörpern verschiedener Schlankheit

Schlankheit $h/d$	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
Verhältniswerte <sup>a)</sup>	1,40 bis 2,00	1,10 bis 1,20	1,03 bis 1,07	1,00	0,95 bis 1,00	0,90 bis 0,95

<sup>a)</sup> Im Bereich  $h/d < 2$  entsprechen die größten Werte Beton mit geringerer Festigkeit, die kleineren Werte Beton höherer Festigkeit.

Der Einfluss der Lagerungsart ist zu berücksichtigen (siehe Abschn. 1.3.2).

Die Druckfestigkeit eines Prüfkörpers nimmt bei gegebenem Querschnitt mit steigender Schlankheit, ausgedrückt durch das Verhältnis Höhe  $h$  zu Breite bzw. Durchmesser  $d$  ab. Würfel mit  $h/d = 1$  weisen daher eine höhere Druckfestigkeit als Zylinder mit  $h/d > 1$  auf. Platten mit  $h/d < 1$  können ein Vielfaches der Druckspannungen von Zylindern aufnehmen (siehe dazu Tabelle 28). Die höheren Druckfestigkeiten gedrungener Körper sind auf die Behinderung der Querdehnung der druckbeanspruchten Probekörper durch die steiferen Druckplatten der Prüfmaschine zurückzuführen. Dadurch entsteht in der Nähe der belasteten Flächen ein dreiachsiger Druckspannungszustand, der die aufnehmbare Druckkraft erhöht. Durch Zwischenlagen oder bei Lasteintragung über borstenartige Druckplatten, welche die freie Querdehnung des Probekörpers nicht nennenswert behindern, ist die Druckfestigkeit von der Probenschlankheit  $h/d$  weitgehend unabhängig. Solche Maßnahmen sind aber für einen routinemäßigen Einsatz i. Allg. zu aufwändig. Die Druckfestigkeit von Probekörpern gegebener Schlankheit, z. B. von Würfeln, nimmt im Allgemeinen mit steigender Größe ab. Die Ursache dieser Beobachtung liegt in der zunehmenden Wahrscheinlichkeit von Defekten (*Weibull-Theorie*).

Bei Normalbeton der Festigkeitsklassen oberhalb von C20/25 nimmt der zahlenmäßige Unterschied zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit mit wachsender Betonfestigkeit ab. Dieser Beobachtung wird in DIN EN 206-1 Rechnung getragen. Die o. g. Umrechnungsfaktoren können auch für jeden Einzelfall experimentell bestimmt werden. Dies ist nach DIN 1045-2 zwingend erforderlich, wenn Würfel oder Zylinder mit Abmessungen verwendet werden, die von den o. g. Standardwerten abweichen. Dann sind die Umrechnungsfaktoren für die Druckfestigkeit bei der Erstprüfung für Beton jeder Zusammensetzung und für jedes Prüfalter im Einzelnen experimentell zu bestimmen. – Prüfkörper werden entweder in Stahl- bzw. Gusseisenformen oder in Kunststoffformen hergestellt. Wegen der geringeren Wärmeleitfähigkeit der Kunststoffformen und der damit verbundenen höheren Anfangstemperatur des Betons ist die Druckfestigkeit darin hergestellter Proben im Vergleich zu Proben aus Stahl- oder Gusseisenformen in jungem Alter etwas höher, nach 28 Tagen in der Regel etwas niedriger.

Prüfkörper, die aus Bauteilen oder größeren Betonstücken herausgearbeitet worden sind, können bei gleichem Verdichtungs- und Hydratationsgrad, d. h. bei an sich gleicher Druckfestigkeit, wegen des angeschnittenen Gefüges und evtl. durch das Herausarbeiten verursachte Gefügelockerungen bei sachgerechtem Vorgehen etwa bis zu 10 % geringere Druckfestigkeitsergebnisse liefern als in Formen



hergestellte Prüfkörper. Wegen ungleicher Verdichtungs- und Hydratationsgrade und anderer Einflüsse können jedoch zwischen dem Bauwerksbeton und gesondert hergestellten Probekörpern auch größere Festigkeitsunterschiede auftreten.

Die Druckflächen der Prüfkörper müssen eben, parallel und rechtwinklig zur Druckrichtung sein. Die Abweichungen der Druckflächen von der Ebenheit dürfen 0,1 mm nicht überschreiten. Anderenfalls sollten die Druckflächen abgeschliffen oder, wenn dies z. B. wegen zu geringer Festigkeit nicht möglich ist, sachgerecht mit Zementmörtel abgeglichen werden. Das Abgleichen von Druckflächen mit sehr dünnen Schwefelschichten sollte, wegen der sonst zu erwartenden geringeren Druckfestigkeit, auf Beton mit einer Druckfestigkeit bis zu höchstens 30 N/mm<sup>2</sup> beschränkt bleiben und nicht angewendet werden, wenn keine Erfahrungen mit diesem Verfahren vorliegen. Die Druckfestigkeitsergebnisse können auch durch ungleiche Längssteifigkeit der Rahmenstiele, durch unterschiedliche Quersteifigkeit verschiedener Prüfmaschinen, vor allem aber durch Druckplattenverformung beeinträchtigt werden. Die Druckplatten sollten daher so bemessen und konstruiert sein, dass bei Prüfung der größtmöglichen Prüfkörper auch bei größtmöglicher Belastung mindestens die Ebenheitsanforderungen erfüllt werden, die an die Druckflächen der Prüfkörper gestellt werden.

Mit steigender Beanspruchungsgeschwindigkeit nimmt die Druckfestigkeit von Beton zu. Bei der normengerechten Bestimmung der Betondruckfestigkeit muss daher die Beanspruchungsgeschwindigkeit festgelegt sein. Entsprechend sieht die DIN EN 12390-3 bei der Druckfestigkeitsprüfung eine Belastungsgeschwindigkeit von etwa 0,2 bis 1,0 N/(mm<sup>2</sup> · s) vor. Die Abhängigkeit der Festigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit ist jedoch nicht nur ein „Prüfeinfluss“, sondern eine echte Werkstoffeigenschaft, die auch für die Bemessung insbesondere stoß- oder dynamisch beanspruchter Konstruktionen wesentlich ist.

### 6.2.3 Festigkeitsklassen

Die Festigkeitsklassen der DIN EN 206-1 sind in den Tabellen 1 und 2 zusammengestellt. Da ein eventueller Bruch eines Bauteils stets von der schwächsten Stelle im Bereich hoher Beanspruchung ausgeht, wurden in diesen Normen die Betonfestigkeitsklassen nicht auf eine mittlere Druckfestigkeit, sondern auf eine Festigkeit abgestimmt, die an möglichst allen Stellen des Bauteils erreicht oder überschritten wird. Nach DIN EN 1992-1-1 gilt die charakteristische Druckfestigkeit  $f_{k,k}$ . Sie entspricht dem 5%-Quantil der Grundgesamtheit, d. h. des gesamten Betons einer Festigkeitsklasse und errechnet sich wie folgt:

$$f_{k,k} = f_{cm} - 1,645 \cdot \sigma \quad (6.5)$$

Darin ist  $f_{cm}$  der Mittelwert der Grundgesamtheit und  $\sigma$  die zugehörige Standardabweichung.

Neben der charakteristischen Festigkeit gelten Anforderungen an den Mittelwert von  $n$  Ergebnissen aus verschiedenen Mischerfüllungen und nacheinander hergestellten Würfeln. Eine statistische Auswertung zahlreicher Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen ergab, dass das 5%-Quantil für die mittlere Druckfestigkeit von 3 Proben etwa um 5 N/mm<sup>2</sup> über dem 5%-Quantil aller Einzelwerte der Grundgesamtheit liegt. Dieser Betrag ist, außer für sehr niedrige Druckfestigkeiten, von der mittleren Druckfestigkeit unabhängig.

Zur Konformitätskontrolle von Beton siehe DIN-Fachbericht 100 und [6.16].

## 6.3 Zugfestigkeit

Zur Bestimmung der Risslast von Stahl- und Spannbetonkonstruktionen, zur Abschätzung der erforderlichen Mindestbewehrung und zur Bemessung leicht oder unbewehrter Konstruktionen ist eine Kenntnis der Zugfestigkeit von Beton unerlässlich. Sie geht auch in Nachweise bez. der Verbundfestigkeit und der Schubtragfähigkeit ein. Die Eigenschaften von Beton unter Zugbeanspruchung sind aber auch bei Stahl- und Spannbetonkonstruktionen von Bedeutung, um das Tragverhalten z. B. eines gerissenen Balkens, das Verhalten im Verankerungsbereich oder bei Zwangsbeanspruchung richtig abschätzen zu können. Anders als bei Druckbeanspruchung ist die Bestimmung der Festigkeit und des Spannungs-Dehnungsverhaltens bei Zugbeanspruchung, vor allem bei zentrischem Zug, mit einer Reihe versuchstechnischer Probleme verbunden. Es werden daher vielfach andere Versuchsmethoden, insbesondere der Biege- und der Spaltversuch angewandt, um das Verhalten von Beton bei Zugbeanspruchung zu bestimmen.

### 6.3.1 Bruchverhalten und Bruchenergie

Wie schon bei der Beschreibung des Bruchverhaltens von Beton unter Druckbeanspruchung ist auch beim Zugbruch davon auszugehen, dass der Beton schon vor der Belastung von einem System von Mikrorissen in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung durchzogen ist. Äußere, gleichmäßig verteilte Zugspannungen lösen bis zu ca. 70 % der Zugfestigkeit aber noch kein nennenswertes Wachstum dieser Risse aus, und die Spannungsdehnungslinie des Betons bleibt daher nahezu linear. Bei höheren Zugspannungen beginnen diese Risse bevorzugt in einer Richtung rechtwinklig zur äußeren Beanspruchung zu wachsen. Weist die zugbeanspruchte Probe bereits eine größere Fehlstelle oder eine Kerbe auf, so bildet sich an der Kerbwurzel eine sog. Prozesszone aus. Darunter wird ein System sehr feiner, z. T. parallel verlaufender

Mikrorisse verstanden, die aber noch nicht kontinuierlich sind. Die Prozesszone kann zwar noch Zugspannungen übertragen, die aufnehmbaren Spannungen nehmen aber mit steigender Beanspruchung ab, bis sich ein ausgeprägter Riss gebildet hat [6.2].

Dieser Vorgang ist auf einen einzigen Querschnitt begrenzt, sodass der Zugbruch in noch viel größerem Maß diskret, d. h. örtlich begrenzt ist, als der Druckbruch. Erreicht die Riss- und Prozesszonentwicklung in diesem Querschnitt ein kritisches Ausmaß, so kann ein instabiles Risswachstum und damit ein plötzlicher Bruch nur vermieden werden, wenn die äußere Beanspruchung reduziert wird. So entsteht auch bei Zugbeanspruchung ein abfallender Ast der Spannungsdehnungslinie. Im angerissenen Querschnitt nehmen trotz sinkender Zugspannungen die Verformungen als Folge weiterer Mikroriss- und Prozesszonenbildung zu. Außerhalb dieses Querschnitts nehmen die Dehnungen des Betons mit sinkender Zugspannung dagegen wieder ab. Zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Beton bei Zugbeanspruchung ist daher zwischen dem Querschnitt, in dem der Bruchvorgang abläuft, und den Bereichen außerhalb dieses Querschnitts zu unterscheiden.

Da die Zugfestigkeit von Beton durch das Wachstum von Mikrorissen bestimmt wird, die sich beim vollständigen Versagen zu einem durchgehenden Riss vereinigen, ist es naheliegend, bruchmechanische Konzepte, d. h. Energiebetrachtungen bzw. die Berücksichtigung örtlicher Spanningskonzentrationen an Fehlstellen oder Rissen, zur Beschreibung des Verhaltens von Beton bei Zugbeanspruchung anzuwenden. Vor allem in der Forschung, in zunehmendem Maß aber auch bei FE-Analysen, wird daher die sog. Bruchenergie  $G_F$  als bruchmechanischer Kennwert zur Beurteilung des Widerstandes von Beton gegen eine Zugbeanspruchung herangezogen. RILEM hat zur Bestimmung von  $G_F$  folgende Prüfmethode vorgeschlagen [6.3]: Ein gekerbter Biegebalken wird bei konstanter Durchbiegungsgeschwindigkeit mit einer Einzellast beansprucht. Die Lastdurchbiegungsbeziehung wird über den Maximalwert der aufnehmbaren Last hinaus bis zum völligen Versagen der Probe registriert. Die Bruchenergie  $G_F$  ist definiert als die Fläche unter dem Lastdurchbiegungsdiagramm, bezogen auf die Betonfläche im gekerbten Querschnitt.  $G_F$  ist damit die zur Erzeugung eines Risses einer Einheitslänge erforderliche Energie und hat die Einheit  $\text{Nmm/mm}^2$  bzw.  $\text{N/mm}$ . Experimentell aufwendiger, letztlich aber genauer, kann die Bruchenergie aus einem zentrischen Zugversuch an Proben, die symmetrisch gekerbt sind und sich im Einspannungsbereich nicht verdrehen können, ermittelt werden [6.44].

Die Bruchenergie hängt von einer Reihe von Parametern, insbesondere vom  $w/z$ -Wert und vom Zementstein-Zuschlag-Verbund ab. Nach [6.4] kann

die Bruchenergie näherungsweise in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit nach Gl. (6.5) angegeben werden, die auch im *fib* Model Code 2010 enthalten ist [6.41]:

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (6.5)$$

Darin bedeuten:

$G_F$  Bruchenergie [N/m]

$f_{cm}$  mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm<sup>2</sup>]

Nach Gl. (6.5) nimmt die Bruchenergie mit steigender Betondruckfestigkeit zu. Bei höheren Betondruckfestigkeiten ab etwa 80 N/mm<sup>2</sup> ist nur noch ein sehr geringer Anstieg der Bruchenergie gegeben. Vereinzelt wurde auch das Erreichen eines konstanten Niveaus beobachtet [6.5].

### 6.3.2 Einflüsse auf die Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit des Betons hängt vor allem von jenen Parametern ab, welche für die Druckfestigkeit des Betons maßgebend sind: Dies sind die Eigenschaften des Zementsteins und die Haftung zwischen Zementstein und Gesteinskörnung. Entsprechend nimmt die Zugfestigkeit des Betons mit sinkendem Wasserzementwert und steigendem Hydrationsgrad zu, wenn auch weniger deutlich als die Druckfestigkeit. Zugfestigkeit und Druckfestigkeit sind daher nicht einander proportional. Da die Haftung und Verzahnung zwischen Zementstein und Gesteinskörnung mit rauer Oberfläche in der Regel besser als bei natürlichem, ungebrochenem Sand und Kies ist, weisen Betone aus gebrochener Gesteinskörnung unter sonst gleichen Bedingungen im Allgemeinen eine Zugfestigkeit auf, die um 10 bis 20 % größer ist als die eines Kiessandbetons gleicher Druckfestigkeit. Von besonderer Bedeutung für die Zugfestigkeit sind die Eigenspannungen und daraus resultierenden Mikrorisse im Betongefüge als Folge einer Austrocknung und dem damit verbundenen Schwinden des Betons.

### 6.3.3 Zentrische Zugfestigkeit

Die zentrische Zugfestigkeit ist die von einer axial auf Zug beanspruchten Probe maximal aufnehmbare mittlere Zugspannung. Sie kommt zwar der tatsächlichen Zugfestigkeit des Betons am nächsten, ihre Bestimmung ist jedoch versuchstechnisch schwierig. Anders als bei duktilen Metallen kann in eine Probe aus Beton die Zugkraft nicht direkt über die Spannbacken einer Prüfmaschine eingeleitet werden. Die Spannungskonzentrationen an der Einspannstelle würden zu einem vorzeitigen Bruch des Betons führen. Seit etwa den frühen 1960er-Jahren stehen jedoch hochfeste Klebstoffe zur Verfügung, mit denen Stahlplatten auf die Endflächen einer Probe geklebt werden können. Beispielsweise über Gewindestangen kann dann die Last in die Probe ein-

geleitet werden. Ähnlich wie beim Druckversuch herrscht auch beim zentrischen Zugversuch in der Nähe der Lasteintragung ein dreiachsiger Spannungszustand – hier dreiachsiger Zug –, der ein vorzeitiges Versagen des Betons im Lasteintragungsbereich auslösen kann. Es ist daher von Vorteil, Proben zu verwenden, deren Querschnitt sich zur Probenmitte hin verjüngt. Ein standardisiertes Prüfverfahren für den zentrischen Zugversuch wurde von einer Arbeitsgruppe der RILEM entwickelt. Eine entsprechende nationale Prüfnorm existiert nicht.

Die zentrische Zugfestigkeit üblicher Betone liegt etwa zwischen 1,5 und 5 N/mm<sup>2</sup>. Sie nimmt mit steigendem Hydratationsgrad und daher mit steigendem Betonalter zu. Kann der Beton aber nach einer Feuchtlagerung bzw. Nachbehandlung austrocknen, so entstehen in den Betonrandzonen Zugspannungen infolge des Schwindens, die ein im Allgemeinen vorübergehendes Absinken der Betonzugfestigkeit um 10 bis 50 % der Zugfestigkeit im Anschluss an die Nachbehandlung zur Folge haben können. Die zentrische Zugfestigkeit nimmt ab, wenn die Abmessungen der Probe im Vergleich zum Größtkorn des Zuschlags abnehmen und z. B. der Durchmesser eines Zylinders oder die Kantenlänge eines Prismas kleiner als etwa das Dreifache des Zuschlaggrößtkorns sind. Auch die zentrische Zugfestigkeit wird, wie schon die Druckfestigkeit, durch die Gestalt und Größe des Probekörpers beeinflusst: Mit steigendem Probenvolumen nimmt auch die Zugfestigkeit des Betons ab.

### 6.3.4 Biegezugfestigkeit

Wesentlich einfacher ist es, die Zugfestigkeit von Beton an Biegebalken zu bestimmen. Die Biegezugfestigkeit ist als die maximal aufnehmbare Spannung am Zugrand eines Biegebalkens definiert, die sich unter Annahme linear-elastischen Verhaltens des Betons nach der Biegetheorie ergibt.

Die Biegezugfestigkeit von üblichen Betonen liegt etwa zwischen 3 und 8 N/mm<sup>2</sup>. Sie ist, wie schon die zentrische Zugfestigkeit vom w/z-Wert, vom Hydratationsgrad und von der Haftung zwischen Zementstein und Gesteinskörnung abhängig. Auch die Biegezugfestigkeit kann nach der Nachbehandlung als Folge der Schwindeigenspannungen vorübergehend abnehmen. Von besonderem Einfluss auf die Biegezugfestigkeit ist die Größe, insbesondere die Höhe des Biegebalkens: Mit steigender Balkenhöhe nimmt die Biegezugfestigkeit ab und nähert sich bei sehr großen Balkenhöhen der zentrischen Zugfestigkeit.

In Europa gilt DIN EN 12390-5 für die Biegezugprüfung von Beton.

### 6.3.5 Spaltzugfestigkeit

Die Spaltzugfestigkeit wird vorzugsweise an Zylindern, aber auch an Würfeln oder Prismen bestimmt. Bei Zylindern werden diese entlang zweier gegenüberliegender Mantellinien mit einer Druckkraft beansprucht. Dadurch wird in der Probe ein zweiachsiger Spannungszustand erzeugt, nämlich Druck in Richtung der Linienbelastung und Zug rechtwinklig dazu. Diese Zugspannungen sind über ca. 90 % des Zylinderdurchmessers nahezu konstant. Das Verhältnis der maximalen Druck- zur maximalen Zugspannung beträgt  $\sigma_y/\sigma_x = -3$ . Da die Zugfestigkeit des Betons wesentlich kleiner als seine Druckfestigkeit ist, bewirkt die Zugspannung  $\sigma_x$  ein Aufspalten des Zylinders ähnlich dem Spalten eines Holzklotzes mit einem Beil [6.6]. Nach der Elastizitätstheorie ergibt sich die an einem Zylinder, Durchmesser d, Länge l, bestimmte Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  aus der im Spaltzugversuch ermittelten Höchstlast  $F_u$  nach Gl. (6.6).

$$f_{ct,sp} = 2F_u/(\pi \cdot d \cdot l) \quad (6.6)$$

Die Spaltzugfestigkeit liegt für übliche Betone etwa zwischen 2 und 6 N/mm<sup>2</sup>. Sie wird von der Betonzusammensetzung in ähnlicher Weise beeinflusst wie die Biegezugfestigkeit. Auch die Spaltzugfestigkeit ist bei Beton aus gebrochener Gesteinskörnung im Allgemeinen etwa 10 bis 20 % größer als bei entsprechendem Kiessandbeton gleicher Druckfestigkeit. Bei Beton gleicher Druckfestigkeit, gleichen w/z-Wertes und vollständiger Verdichtung wird sie mit sandreicherem Korngemisch und kleinerem Größtkorn ebenfalls etwas größer.

Die Spaltzugfestigkeit ist nicht in so starkem Maße wie die Biegezugfestigkeit vom Feuchtigkeitszustand und von Temperaturänderungen bei der Prüfung abhängig. So wird z. B. die Spaltzugfestigkeit im Gegensatz zur Biegefestigkeit und zur zentrischen Zugfestigkeit am Anfang einer Austrocknung fast nicht oder nur in geringem Maße vorübergehend abgemindert. Grund hierfür ist, dass der das Versagen auslösende Spannungszustand im Inneren und nicht in der Randzone der Probekörper auftritt.

Nach DIN EN 12390-6 wird die Spaltzugfestigkeit geprüft.

### 6.3.6 Verhältniswerte für Druck- und Zugfestigkeit

Insbesondere für den entwerfenden Ingenieur, aber auch für den Betontechnologen ist es häufig notwendig, aus bekannten Eingangsgrößen, z. B. der Nennfestigkeit des Betons, auf die Zugfestigkeit des Betons zu schließen. Ebenso wichtig ist es, die zentrische Zugfestigkeit des Betons aus anderen Prüfungen, z. B. dem Biegezug- oder dem Spaltzugversuch abzuleiten. Dazu sind Verhältniswerte der Festigkeiten erforderlich. Sie sind von allen Einflussgrößen abhängig, die auch die Festigkeiten

selbst beeinflussen. Daher können solche Werte nur die Tendenz aufzeigen, aber in der Regel nicht auf den Einzelfall exakt übertragen werden. Richtwerte für die Verhältniswerte zwischen Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit enthält die Tabelle 29.

Nach [6.7] kann für den Zusammenhang zwischen Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  und der Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  des Betons die Gl. (6.7) angegeben werden.

$$f_{ct} = c \cdot f_{cm,cube}^{2/3} \quad (6.7)$$

Der Beiwert  $c$  hängt von der Art der Zugbeanspruchung – zentrisch, Biegezug oder Spaltzug – ab. Dieser Ansatz wurde auch im EC 2 verwendet und im CEB-FIP Model Code MC 90 erweitert [1.2]. Da es bei der Bemessung u. U. notwendig ist, von Ober- und Untergrenzen der Betonzugfestigkeit auszugehen, wurden im MC 90 folgende Beziehungen für die zentrische Zugfestigkeit angegeben:

$$f_{ctk,min} = f_{ctk0,min} (f_{ck}/f_{ck0})^{2/3} \quad (6.8a)$$

$$f_{ctk,max} = f_{ctk0,max} (f_{ck}/f_{ck0})^{2/3} \quad (6.8b)$$

$$f_{ctm} = f_{ctk0,m} (f_{ck}/f_{ck0})^{2/3} \quad (6.8c)$$

Darin bedeuten  $f_{ctk,min}$  bzw.  $f_{ctk,max}$  die untere bzw. die obere Grenze der anzusetzenden charakteristischen Betonzugfestigkeit in  $N/mm^2$ .  $f_{ctm}$  gibt den Mittelwert der zu erwartenden Betonzugfestigkeit an. Der Parameter  $f_{ck}$  ist die charakteristische Zylinder-

derdruckfestigkeit des Betons nach Abschn. 6.2.3 in  $N/mm^2$ ; als Bezugsgröße ist  $f_{ck0} = 10 N/mm^2$ . Ferner sind  $f_{ctk0,min} = 0,95 N/mm^2$ ;  $f_{ctk0,max} = 1,85 N/mm^2$  und  $f_{ctk0,m} = 1,40 N/mm^2$ . Diese Beziehungen finden sich auch im *fib* Model Code 2010 [6.41].

Nach [6.5] überschätzt Gl. (6.8c) die Zugfestigkeit von Beton bei einer Druckfestigkeit größer als  $80 N/mm^2$ , da die Zugfestigkeit dann nur noch wenig mit steigender Druckfestigkeit zunimmt. Um dies zu berücksichtigen, wird in [6.5] eine Beziehung entsprechend Gl. (6.9) vorgeschlagen:

$$f_{ctm} = f_{ctm0} \cdot \ln(1 + f_{cm}/f_{cm0}) \quad (6.9)$$

wobei

$$f_{cm0} = \text{mittlere Betondruckfestigkeit} \\ = f_{ck} + 8 [N/mm^2]$$

$$f_{ctm0} = 2,12 N/mm^2 \text{ und}$$

$$f_{cm0} = 10 N/mm^2.$$

Im MC 2010 [6.41] wird von folgendem Zusammenhang zwischen mittlerer zentrischer Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  und mittlerer Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  ausgegangen.

$$f_{ctm} = c_{sp} f_{ct,sp} \quad (6.10)$$

wobei  $c_{sp} = 1,0$  ist. Neuere Untersuchungen zeigen, dass für Bohrkerne  $c_{sp} = 1,1$  gilt, während für geschaltete Probekörper mit  $c_{sp} = 2,2 \cdot f_{cm}^{-0,18}$  Versuchsergebnisse zutreffend wiedergegeben werden [6.42]. Insofern stellt die Angabe  $c_{sp} = 1,0$  einen vereinfachenden Kompromiss dar.

**Tabelle 29.** Richtwerte für den Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Biegezug- bzw. Spaltzugfestigkeit

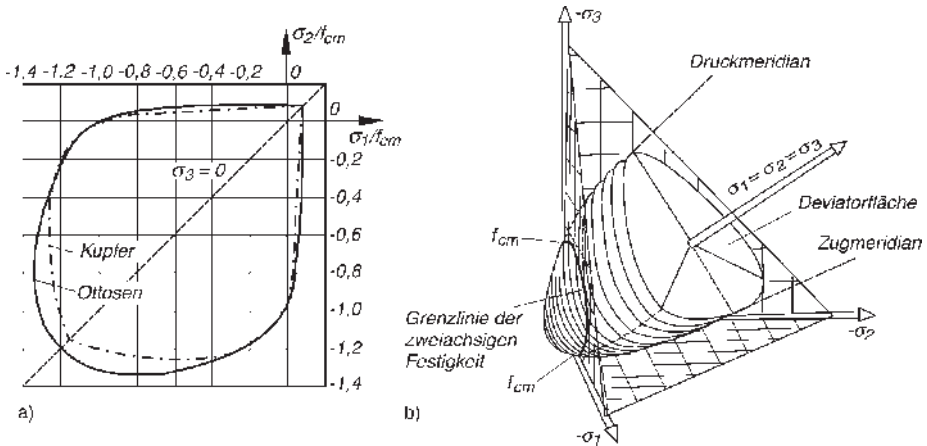
Druckfestigkeit [ $N/mm^2$ ]	Mittlerer Verhältniswert			
	Druckfestigkeit zu Biegezugfestigkeit		Druckfestigkeit zu Spaltzugfestigkeit	
	Kies-sand-beton	Splitt-beton	Einzelwerte	Mittel
10	5,0	4,0	10,0 bis 6,5	8,0
20	6,0	5,0	12,0 bis 8,0	10,5
30	7,0	5,5	14,0 bis 9,0	11,5
40	7,5	6,0	15,0 bis 10,5	13,0
50	8,0	7,0	16,0 bis 11,5	14,0
60	8,5	7,5	17,0 bis 12,5	15,0
80	9,5	8,5	19,0 bis 13,0	16,0
100	11,0	10,0	23,0 bis 16,0	19,0
120	12,0	11,0	24,0 bis 19,0	21,0

## 6.4 Festigkeit bei mehrachsiger Beanspruchung

Insbesondere Flächentragwerke und dickwandige Konstruktionen können einem mehrachsigen Spannungszustand unterworfen sein. Aber selbst in einem Biegebalken ist durch die gleichzeitige Entstehung von Schub- und Normalspannungen der Spannungszustand zweiachsig. Allgemein gültige Angaben über die Festigkeit von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung sind nur auf der Grundlage sog. Bruchhypothesen möglich.

Die Festigkeit von Beton bei zweiachsiger Druckbeanspruchung ist je nach Verhältnis der Hauptspannungen um bis zu ca. 25 % größer als die einachsige Druckfestigkeit. Die Festigkeit von Beton bei zweiachsiger Zugbeanspruchung ist vom Verhältnis der Hauptspannungen unabhängig und gleich der zentrischen Zugfestigkeit. Ist der Beton gleichzeitig Druck- und Zugspannungen ausgesetzt, so nimmt die aufnehmbare Druckspannung mit steigender Zugspannung deutlich ab [0.8, 6.8, 6.9].

Die Festigkeit von Beton ist wie die der meisten Werkstoffe bei hydrostatischer Beanspruchung, d. h.



**Bild 14.** Die Festigkeit von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung

a) Grenzlinie der zweiachsigen Festigkeit [1.2]

b) Grenzfläche der dreiachsigen Festigkeit [1.2]

gleichen Druckspannungen in allen 3 Haupttrichtungen, am größten. Die Festigkeit von Beton bei dreiachsiger Beanspruchung ist umso geringer, je mehr der Spannungszustand vom hydrostatischen abweicht. Allgemeingültige Formulierungen über die Festigkeit von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung sind z. B. im MC 90 [1.2], im MC 2010 [6.41] sowie in [0.8] angegeben. Bild 14 zeigt die Grenzlinie der zweiachsigen Festigkeit und die Grenzfläche der dreiachsigen Festigkeit von Beton.

## 6.5 Spannungs-Dehnungsbeziehungen

Eines der wichtigsten Merkmale eines Werkstoffs ist seine Spannungs-Dehnungslinie – das ist der Zusammenhang zwischen einer Spannung und der von ihr in Beanspruchungsrichtung ausgelösten Dehnung. Im einfachsten Fall gilt für einachsige Beanspruchungen das Hooke'sche Gesetz:  $\sigma = E \cdot \epsilon$ . Darin bedeuten  $\sigma$  die Spannung,  $\epsilon$  die dazugehörige Dehnung und  $E$  den Elastizitätsmodul. Beton folgt diesem Gesetz näherungsweise bei kurzzeitig einwirkender Druckbeanspruchung bis zu ca. 40 % seiner Druckfestigkeit und bei kurzzeitig einwirkender Zugbeanspruchung bis zu ca. 70 % seiner Zugfestigkeit. Bei höheren Spannungen steigt die Dehnung mit der Spannung überproportional an, und bei einer Entlastung ist nur ein Teil der Verformungen reversibel, d. h. elastisch. Der irreversible Verformungsanteil nimmt mit steigender Spannung zu. Schon bei niedrigen Spannungen ist die von einer Spannung ausgelöste Dehnung umso größer, je langsamer die Spannung aufgebracht wird bzw. je länger sie einwirkt. Ursache hierfür ist die

Kriechneigung von Beton. Charakteristisch für Beton ist, dass er nach Erreichen der aufnehmbaren Höchstspannung, der Druck- bzw. der Zugfestigkeit, sich deutlich entfestigt, d. h. mit steigender Dehnung nimmt die aufnehmbare Spannung ab, und die Spannungs-Dehnungsbeziehung weist einen abfallenden Ast auf. Eine Spannung löst auch rechtwinklig zu ihrer Wirkungsrichtung eine Dehnung aus:  $\epsilon_q = -\mu \cdot \epsilon$ . Darin bedeuten  $\epsilon_q$  die Dehnung rechtwinklig zur Beanspruchungsrichtung,  $\epsilon$  die Dehnung in Beanspruchungsrichtung und  $\mu$  die Poisson'sche Zahl oder Querdehnzahl. Die Querdehnzahl ist für einen Werkstoff mit linear-elastischen Eigenschaften unabhängig von der Größe der aufgetragenen Spannung und liegt in einem Bereich  $0 < \mu < 0,5$ . Die Querdehnzahl  $\mu$  für Beton ist nur im Bereich niedriger Spannungen konstant ( $\mu \approx 0,2$ ) und steigt bei Druckspannungen größer etwa  $0,4 f_c$  deutlich an.

Obwohl also die Werkstoffkennwerte Elastizitätsmodul  $E$  und Querdehnzahl  $\mu$  für Beton nur unter Einschränkungen, d. h. bei niedrigen Spannungen und kurzzeitiger Einwirkungsdauer, als konstante Größen behandelt werden können, sind sie unerlässlich, z. B. zur Abschätzung der Bauwerksverformung bei kurzzeitiger Einwirkung der Gebrauchslast, der elastischen Rückverformung bei einer Entlastung oder zur Tragwerksanalyse für den Gebrauchszustand, wenn  $E$  und  $\mu$  in verschiedenen Bauteilen unterschiedlich sind. Die Kenntnis des gesamten Verlaufs der Spannungs-Dehnungslinie ist Voraussetzung zur richtigen Abschätzung des Bauwerkverhaltens im Zustand des Versagens.



### 6.5.1 Elastizitätsmodul und Querdehnzahl

Zur Beschreibung des elastischen Verhaltens von Beton wird entweder die Neigung der Spannungs-Dehnungslinie im Ursprung, definiert als Tangentenmodul, oder die Sekante zur Spannungs-Dehnungslinie bei Druckbeanspruchung zwischen der Spannung  $\sigma = 0$  und  $\sigma \approx -0,4f_c$ , definiert als Sekantenmodul, herangezogen. Der E-Modul des Betons wird durch die E-Moduln seiner Komponenten, der Gesteinskörnung und des Zementsteins, bestimmt. Er kann nach der Theorie der Verbundwerkstoffe auch rechnerisch aus den E-Moduln und Volumenanteilen beider Komponenten näherungsweise ermittelt werden. Der E-Modul des Zementsteins hängt von der Kapillarporosität und damit vom Wasserzementwert und vom Hydrationsgrad nach Gl. (2.1) ab. Nach [6.10] besteht zwischen dem E-Modul des Zementsteins  $E_{zs}$  und der Kapillarporosität  $V_K$ , bezogen auf das Gesamtvolumen  $V_0$ , ein Zusammenhang entsprechend Gl. (6.11).

$$E_{zs} = E_0 \left( 1 - \alpha \cdot \frac{V_K}{V_0} \right)^m \quad (6.11)$$

Dabei ist  $E_0$  der E-Modul des kapillarporenfreien Zementsteins,  $\alpha$  folgt aus Gl. (2.3) im Abschn. 2.1.6. In [6.10] wird für die Potenz  $m = 3$  angegeben. Ein Vergleich von Gl. (6.11) mit Gl. (2.2) im Abschn. 2.1.6 zeigt, dass für  $n = m = 3$  E-Modul und Druckfestigkeit des Zementsteins zueinander proportional sein sollten. Versuchsergebnisse [6.8] zeigen jedoch, dass dies nicht zutrifft und dass  $m < n$  ist. In einer Beziehung zwischen Druckfestigkeit und E-Modul nach Gl. (6.12)

$$E_{zs} = E_{zso} \cdot (f_{zs}/f_{zso})^p \quad (6.12)$$

sollte daher die Potenz  $p < 1$  sein. Dies stimmt mit der entsprechenden Beziehung für Beton nach Gl. (6.13) überein.

Als Anhaltspunkt kann von einem E-Modul des Zementsteins im Alter von 28 Tagen  $E_{zs} \approx 9000 \text{ N/mm}^2$  bei  $w/z = 0,7$  und  $E_{zs} \approx 20000 \text{ N/mm}^2$  bei  $w/z = 0,4$  ausgegangen werden. Darüber hinaus hängt  $E_{zs}$  vom Feuchtezustand des Zementsteins ab. Im Vergleich zu wassergesättigtem Zementstein weist trockener Zementstein einen um ca. 10 % geringeren E-Modul auf.

Der E-Modul der Gesteinskörnung kann in weiten Grenzen schwanken und hängt vom mineralogischen Charakter des Gesteins ab. Der E-Modul von herkömmlich eingesetzter Gesteinskörnung liegt nach Tabelle 12 etwa zwischen  $10000 \text{ N/mm}^2$  (z. B. Sandstein) und  $90000 \text{ N/mm}^2$  (z. B. Basalt). Er ist damit meist deutlich größer als der E-Modul des Zementsteins. Leichte Gesteinskörnungen weisen dagegen E-Moduln auf, die je nach Kornroh-dichte etwa zwischen  $3000$  und  $20000 \text{ N/mm}^2$  lie-

gen und damit auch niedriger als der E-Modul des Zementsteins sein können. Damit sind als wesentliche technologische Parameter für den E-Modul des Betons zu nennen: der Wasserzementwert und das Alter des Betons, der E-Modul und der Volumenanteil der Gesteinskörnung und der Feuchtezustand des Betons. Mit sinkendem Wasserzementwert und steigendem Alter nimmt der E-Modul des Betons zu. Eine Zunahme des Zement- bzw. Zementstein-gehalts bewirkt eine Abnahme des E-Moduls. Diese Tendenzen gelten sowohl für den Tangenten- als auch für den Sekantenmodul nach oben genannter Definition. Im Bereich der Gebrauchsspannungen ist der Tangentenmodul für Druck- und für Zugbeanspruchung gleich.

In Deutschland wird der E-Modul bei Druckbeanspruchung nach DIN 1048 Teil 5 bestimmt. Er ist definiert als Sekantenmodul bei der 3. Belastung nach vorangegangener 2-maliger Be- und Entlastung zwischen den Spannungen  $\sigma_{\min} \approx -0,5 \text{ N/mm}^2$  und  $\sigma_{\max} \approx -1/3f_{cm}$ . Durch die Be- und Entlastungszyklen wird sichergestellt, dass bei der 3. Belastung fast nur noch elastische Verformungen auftreten.

Aus den o. g. Einflussparametern geht hervor, dass der E-Modul des Betons mit steigender Betondruckfestigkeit ansteigt. Es liegt daher nahe, den E-Modul von Beton in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit bzw. von der Betonfestigkeitsklasse anzugeben. Damit kann der Einfluss des E-Moduls der Gesteinskörnung und seines Volumenanteils aber nicht erfasst werden, sodass Abhängigkeiten  $E_c = f(f_{cm})$  stets nur Näherungen sein können. Tabelle 30 gibt die in DIN EN 1992-1-1 enthaltenen Angaben über den E-Modul in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse wieder. Der Schubmodul  $G$  kann berechnet werden aus  $G = E/(2(1 + \mu))$ , wobei  $\mu$  die Querdehnzahl des Betons ist.

Im CEB-FIP Model Code MC 90 und im *fib* Model Code 2010 wird ein Zusammenhang zwischen dem E-Modul des Betons und der mittleren Druckfestigkeit  $f_{cm}$  nach Gl. (6.13) gegeben [1.2].

$$E_c = \alpha_E \cdot E_{co} (f_{cm}/f_{cm0})^{1/3} \quad (6.13)$$

Darin bedeuten  $E_c$  = E-Modul des Betons in  $\text{kN/mm}^2$ , definiert als Tangentenmodul bei  $\sigma = 0$ ;

$E_{co}$  Grundwert des E-Modul =  $21,5 \text{ kN/mm}^2$

$f_{cm}$  mittlere Druckfestigkeit nach Abschn. 6.2.3,  
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ in N/mm}^2$

$f_{cm0}$   $10 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_E$  Beiwert, der von der Zuschlagart abhängt

Für Basalt und dichten Kalkstein ist  $\alpha_E = 1,20$ ; für quarzitären Zuschlag ist  $\alpha_E = 1,0$ ; für Kalkstein und für Sandstein ist  $\alpha_E = 0,9$  bzw.  $0,7$ . Soll der Einfluss bleibender Anfangsverformungen berücksichtigt werden, so ist  $E_c$  um den Faktor  $0,85$  abzu-



**Tabelle 30.** Rechenwerte des E-Moduls  $E_{\text{cm}}$  für Beton nach DIN EN 1992-1-1

Betonfestigkeitsklasse	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
E-Modul des Betons [kN/mm <sup>2</sup> ]	27	29	30	31	33	34	35	36
Betonfestigkeitsklasse	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105		
E-Modul des Betons [kN/mm <sup>2</sup> ]	37	38	39	41	42	44		

mindern. Bei genauerer Betrachtung hängt der Abminderungsfaktor von der Festigkeit des Betons ab. Dieser Zusammenhang wird in [6.41] berücksichtigt. Der Einfluss der Gesteinskörnungsart auf den E-Modul kann auch dadurch näherungsweise erfasst werden, dass die Rohdichte des Betons, die ja von der Rohdichte des Betonzuschlags wesentlich beeinflusst wird, als zusätzlicher Parameter eingeführt wird. Ein Überblick über Einflussgrößen, Prüfeinflüsse und Erfahrungen in der Praxis wird in [6.47] gegeben.

Die *Querdehnzahl* von Beton  $\mu$  hängt von der Betonzusammensetzung, vom Betonalter und vom Feuchtezustand des Betons ab und schwankt im Bereich der Gebrauchsspannungen etwa zwischen 0,15 und 0,25. Mit steigender Betondruckfestigkeit nimmt die Querdehnzahl eher zu. Der wesentliche Einflussparameter ist jedoch die Spannungshöhe. Infolge der Mikrorissbildung bei Druckbeanspruchung nimmt die Querdehnung bei Spannungen über etwa  $-0,5 f_c$  überproportional zu. Entsprechend steigt die Querdehnzahl und erreicht bei  $\sigma = -f_c$  Werte um ca. 0,5. Bei weiter steigender Stauchung, d. h. im abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungslinie, ist die Mikrorissbildung so weit fortgeschritten, dass  $\mu > 0,5$  wird. Dies entspricht einer Volumenzunahme, die ein Maß für die Zerrüttung des Betons ist.

Nach DIN EN 1992-1-1 ist der Einfluss der Querdehnung mit  $\mu = 0,2$  zu berücksichtigen, soweit zur Vereinfachung nicht mit  $\mu = 0$  gerechnet werden darf.

## 6.6 Einfluss der Zeit auf Festigkeit und Verformung

### 6.6.1 Die zeitliche Entwicklung von Festigkeit und Elastizitätsmodul

In Abschn. 6.2.2.2 und Tabelle 25 wurden bereits einige Angaben über die Festigkeitsentwicklung mit steigendem Betonalter gemacht. Im CEB-FIP Model Code MC 90 bzw. im *fib* Model Code 2010 werden darüber hinaus auch analytische Funktionen für die zeitliche Entwicklung der *Druckfestigkeit* nach

einer Lagerung bei 20 °C entsprechend Gl. (6.14) gegeben [1.2, 6.41]:

$$f_{\text{cm}}(t) = \beta_{\text{cc}}(t) \cdot f_{\text{cm}} \quad (6.14a)$$

mit

$$\beta_{\text{cc}}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (6.14b)$$

Darin bedeuten  $f_{\text{cm}}(t)$  = mittlere Betondruckfestigkeit, N/mm<sup>2</sup> nach einem Betonalter von  $t$  Tagen;  $f_{\text{cm}}$  = mittlere Zylinderdruckfestigkeit, N/mm<sup>2</sup> im Alter von 28 Tagen;  $t_1$  = Bezugsalter = 1 Tag;  $s$  = Beiwert, der von der Zementart abhängt. Unter Bezug auf deutsche Normzemente und für die Betonfestigkeitsklassen C12/15 bis einschließlich C50/60 gelten folgende Werte für den Beiwert  $s$ :

Festigkeitsklasse des Zements	32,5 N	32,5 R 42,5 N	42,5 R 52,5 N 52,5 R
Beiwert $s$	0,38	0,25	0,20

Für hochfesten Beton  $\geq$  C55/67 gilt für alle Zemente  $s = 0,2$ .

Nach den Gl. (6.14) hat ein Beton aus einem Zement der Festigkeitsklasse 32,5 N nach 7 bzw. nach 180 Tagen seine Druckfestigkeit von 68 % bzw. 126 % der 28-Tage-Festigkeit erreicht. Für einen Beton aus einem Zement 42,5 R ergeben sich entsprechende Werte von 81 % bzw. 112 %. Durch Anpassung der Beiwerte  $s$  in Gl. (6.14b) kann eine etwas bessere Übereinstimmung mit den Richtwerten der Tabelle 25 erreicht werden. Insgesamt geben aber die Gl. (6.10) den zeitlichen Verlauf der Festigkeitsentwicklung richtig wieder.

Die zeitliche Entwicklung der *Zugfestigkeit* folgt direkt dem Hydratationsgrad. Sie wird jedoch auch durch die Schwindspannungen beeinflusst, die von der Körpergröße und den Lagerungsbedingungen abhängen und die zu einem vorübergehenden Abfall der Zugfestigkeit führen können. Im MC 90 wird von einer zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit

ausgegangen, die erst ab einem Alter von 28 Tagen affin zur Entwicklung der Druckfestigkeit ist.

Die zeitliche Entwicklung des *Elastizitätsmoduls* verläuft schneller als jene der Druckfestigkeit. Dies wird im MC 90 und MC 2010 durch die Gl. (6.15) berücksichtigt:

$$E_c(t) = \beta_E(t) \cdot E_c \quad (6.15a)$$

mit

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0.5} \quad (6.15b)$$

Darin bedeuten  $E_c(t)$  = Elastizitätsmodul, N/mm<sup>2</sup> im Alter von  $t$  Tagen;  $E_c$  = Elastizitätsmodul, N/mm<sup>2</sup> im Alter von 28 Tagen nach Gl. (6.13);  $\beta_{cc}(t)$  = Beiwert nach Gl. (6.10b). Demnach hat ein Beton aus einem Zement 32,5 N nach 7 Tagen bereits ca. 80 % seines E-Moduls im Alter von 28 Tagen erreicht. Im Alter von 180 Tagen ist der E-Modul nur noch um weitere 12 % gestiegen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der E-Modul des Betons in hohem Maß vom E-Modul der Gesteinskörnung bestimmt wird, dessen Eigenschaften aber nicht altersabhängig sind.

## 6.6.2 Verhalten bei Dauerstandsbeanspruchung

Die Druckfestigkeit von Beton ist von der Einwirkungsdauer einer konstanten Druckbeanspruchung abhängig. Dies ist von Bedeutung, da viele Betonkonstruktionen einer vorwiegend ruhenden Beanspruchung, d. h. einer sich während der Nutzung nur wenig verändernden Spannung ausgesetzt sind. Eine Dauerspannung in Höhe der Gebrauchsspannungen kann zu einer meist nur geringfügigen Festigkeitssteigerung führen. Wirken hohe Druckspannungen längere Zeit auf den Beton ein, so setzt sich das Mikrorisswachstum auch bei konstanter Spannung fort, bis der Beton versagt. Mit sinkender Spannung nimmt die Zeit bis zum Versagen zu. Die größte Druckspannung, die der Beton gerade noch unendlich lange ertragen kann, wird als Dauerstandfestigkeit bezeichnet. Für einen im Alter von 28 Tagen belasteten Beton beträgt sie ca. 80 % der Druckfestigkeit bei kurzzeitiger Beanspruchung.

Die Dauerstandfestigkeit ist vom Alter des Betons zum Zeitpunkt der Lastaufbringung abhängig. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einer Dauerstandsbeanspruchung zwei gegenläufige Einflüsse zu berücksichtigen sind: Eine hohe Dauerlast bewirkt eine Festigkeitsminderung, die mit steigender Belastungsdauer kontinuierlich, aber mit sinkender Geschwindigkeit zunimmt. Gleichzeitig kann der Beton – ein ausreichendes Feuchteangebot vorausgesetzt – weiter hydratisieren, wodurch er an Festigkeit gewinnt. Sobald die Festigkeitszunahme als Folge der fortschreitenden Hydratation größer ist als der Festigkeitsverlust als Folge der fortschreitenden Mikrorissbildung, tritt kein Dauerstandsversa-

gen mehr ein. Dieser Zeitpunkt ist umso eher erreicht, je jünger der Beton bei seiner Belastung ist, weil junge Betone ein größeres Nacherhärtungspotenzial als ältere Betone aufweisen, die bei Belastungsbeginn schon weitgehend hydratisiert sind. Der kritische Zeitraum, innerhalb dessen ein Dauerstandbruch unter konstanter Spannung möglich ist, beträgt bei Beton mit einem Belastungsalter von 7 Tagen nur ca. 1 Tag und wächst bei einem Belastungsalter von 28 Tagen auf ca. 3 Tage an.

Bei der Bemessung wird die Wirkung einer hohen Dauerspannung durch eine Abminderung der Rechenfestigkeit  $f_{cd}$  berücksichtigt. Der CEB-FIP Model Code MC 90 gibt analytische Beziehungen für das Festigkeitsverhalten von Beton unter konstanter Dauerlast [1.2], die sich auch in [6.41] wiederfinden.

Zur Dauerstandfestigkeit unter zentrischer Zugspannung siehe [6.12]. Das Verhältnis zwischen Dauerstand- und Kurzzeitzugfestigkeit liegt hier unter 0,6. Bei hochfestem Beton kann mit 0,75 gerechnet werden [6.17].

## 6.6.3 Zeitabhängige Verformungen

### 6.6.3.1 Definitionen

Neben den durch eine kurzzeitig einwirkende Spannung ausgelösten Verformungen erfährt Beton auch zeitabhängige Verformungen. Dies sind Verformungen, die sich erst im Laufe der Zeit einstellen und die im Allgemeinen mit steigender Dauer zunehmen. Darüber hinaus bewirkt auch eine Temperaturänderung Verformungen. Diese wurden in Abschn. 5.2 behandelt.

Zeitabhängige Verformungen können lastunabhängig oder lastabhängig sein. Zu den lastunabhängigen Verformungen des erhärteten Betons gehören insbesondere das *Schwinden* und das *Quellen*. Diese Verformungen werden vorrangig durch Wasserverlust bei Austrocknung oder durch Wasseraufnahme ausgelöst. Sie sind definiert als die zeitabhängigen Verformungen einer unbelasteten Betonprobe bei konstanter Temperatur (siehe Abschn. 5.3).

Die zeit- und lastabhängigen Verformungen werden als *Kriechen* bezeichnet. Darunter wird die zeitliche Zunahme der durch eine äußere Belastung ausgelösten Dehnung unter einer konstanten Dauerlast abzüglich der an unbelasteten Proben beobachteten lastunabhängigen Dehnungen verstanden. Dem Kriechen nahe verwandt und auf die gleichen physikalischen Vorgänge zurückzuführen, ist die *Relaxation*. Dies ist die zeitabhängige Abnahme einer Spannung unter einer aufgezogenen Verformung konstanter Größe.

Nach [1.2, 6.41] kann die Gesamtverformung  $\epsilon_c(t)$ , die ein einachsiger mit einer konstanten Spannung be-

lasteter Beton zum Zeitpunkt  $t$  erfährt, wie folgt ausgedrückt werden:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ce}(t_0) + \varepsilon_{ck}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (6.16a)$$

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t) \quad (6.16b)$$

In den Gln. (6.16) bedeuten:  $\varepsilon_{ce}(t_0)$  = lastabhängige Anfangsverformungen zum Zeitpunkt der Lastaufbringung,  $t_0$ ;  $\varepsilon_{ck}(t)$  = Kriechverformung bei einem Betonalter  $t > t_0$ ;  $\varepsilon_{cs}(t)$  = Schwind- bzw. Quellverformung bei einem Betonalter  $t$ ;  $\varepsilon_{cT}(t)$  = Temperaturdehnung bei einem Betonalter  $t$  nach Abschn. 5;  $\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{ce}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t)$  = gesamte lastabhängige Verformung bei einem Betonalter  $t$ ;  $\varepsilon_{cn}(t) = \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{bT}(t)$  = gesamte lastunabhängige Verformung bei einem Betonalter  $t$ .

Bei dieser Formulierung ist zu beachten, dass die Differenzierung zwischen Kriechen als lastabhängige und Schwinden bzw. Quellen als lastunabhängige Verformung eine rechtechnisch erforderliche Konvention darstellt. Es ist wahrscheinlich, dass sich Kriechen und Schwinden gegenseitig beeinflussen. Dasselbe gilt für die Trennung zwischen lastabhängiger Anfangsverformung und Kriechverformung. Für das Bauwerksverhalten entscheidend ist letztlich die Summe beider Größen.

### 6.6.3.2 Kriechverhalten von Beton

Bei der numerischen Behandlung des Kriechens wird im Allgemeinen davon ausgegangen, dass unter Gebrauchsspannungen, d. h. für  $\sigma_c < 0,4 f_{cm}$  Kriechen und kriecherzeugende Spannung proportional sind. Diese zur Rechenvereinfachung erforderliche Annahme trifft auch bei niedrigeren Spannungen nicht exakt zu und kann insbesondere bei der Abschätzung des Kriechens unter veränderlichen Spannungen zu deutlichen Fehlern führen. Bei Spannungen  $\sigma_c > 0,4 f_{cm}$  ist die überproportionale Zunahme des Kriechens mit steigender Spannung aber nicht mehr zu vernachlässigen. Wegen der Annahme einer Proportionalität zwischen Kriechen und kriecherzeugender Spannung für  $\sigma_c < 0,4 f_{cm}$  und dem linear-elastischen Verhalten in diesem Bereich hat es sich als zweckmäßig erwiesen, die Kriechverformung zum Zeitpunkt  $t$  durch die Kriechzahl  $\varphi$  auszudrücken:

$$\varphi(t, t_0) = \varepsilon_{cc}(t, t_0) / \varepsilon_{ci} \quad (6.17)$$

Dabei ist  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  die Kriechverformung eines Betons im Alter  $t$ , der bei einem Alter  $t_0$  belastet wurde,  $\varphi(t, t_0)$  ist die dazugehörige Kriechzahl und  $\varepsilon_{ci}$  ist die elastische Verformung des Betons. Für  $\varepsilon_{ci}$  kann entweder die elastische Verformung bei der Lastaufbringung  $\varepsilon_{ci} = \varepsilon_{ci}(t_0)$  oder die elastische Verformung für ein Betonalter von 28 Tagen gewählt werden. Entsprechend ändert sich dann auch die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$ . Näheres hierzu findet sich in [6.45].

Das in Abschn. 6.6.3.3 dargestellte Vorhersageverfahren baut auf  $\varepsilon_{ci} = \varepsilon_{ci,28}$  auf, sodass für die Kriechverformung gilt:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_c / E_{c,28} \quad (6.18)$$

wobei  $\sigma_c$  die kriecherzeugende Spannung und  $E_{c,28}$  der Elastizitätsmodul des Betons im Alter von 28 Tagen nach Gl. (6.13) sind.

Die gesamte spannungsabhängige Betonverformung  $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)$  ergibt sich dann aus Gl. (6.19):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) &= \sigma_c(t_0) \left[ \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c0}} \right] \\ &= \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) \end{aligned} \quad (6.19)$$

Darin sind  $J(t, t_0)$  die sog. Kriechfunktion (engl.: creep compliance),  $E_c(t_0)$  der Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt der Belastung und  $E_{c0}$  der Elastizitätsmodul im Alter von 28 Tagen nach Gl. (6.13).

Die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  nimmt mit steigender Belastungsdauer zu. Umstritten ist, ob das Kriechen jemals vollständig zum Stillstand kommt, d. h. einen Endwert erreicht. Dies ist jedoch nicht von baupraktischer Relevanz, denn sicher ist, dass im Bereich der Gebrauchsspannungen die Kriechgeschwindigkeit mit zunehmender Belastungsdauer deutlich abnimmt und bei einer Belastungsdauer von ca. 70 Jahren schon so gering ist, dass nach weiteren 70 Jahren Dauerlasteinwirkung die Kriechverformung um höchstens 5% des 70 Jahreswertes zunimmt [1.2, 5.9]. Es ist daher gerechtfertigt, von einer sog. Endkriechzahl  $\varphi_\infty$  auszugehen, die für Konstruktionsbetone etwa im Bereich von  $1 < \varphi_\infty < 4$  liegt. Die Kriechverformung kann also bis zum 4-Fachen der elastischen Verformung betragen. Sehr jung belastete Betone können ein rd. 50% höheres Kriechen aufweisen.

Die Kriechverformung des Betons ist teilweise reversibel, d. h. nach einer Entlastung geht ein Teil der Kriechverformung im Laufe der Zeit zurück. Entsprechend kann die Kriechverformung in einen irreversiblen Anteil, das *Fließen*, und in einen reversiblen Anteil, die *verzögerte elastische Verformung*, aufgeteilt werden.

Von entscheidendem Einfluss für die Größe des Kriechens ist der Wassergehalt des Betons bei Belastungsbeginn und der mögliche Wasserverlust während der Belastung. Die Kriechverformung eines Betons, der z. B. wegen einer Versiegelung seiner Oberflächen während der Belastung nicht austrocknen kann, wird als *Grundkriechen* bezeichnet. Das Grundkriechen ist umso geringer, je niedriger der Wassergehalt des Betons ist. Kann der Beton während der Einwirkung einer Dauerlast auch trocknen, so ist die Kriechverformung deutlich größer als das Grundkriechen des versiegelten Betons.

Dieser zusätzliche Anteil der Kriechverformung wird als *Trocknungskriechen* bezeichnet. Es ist in erster Näherung dem Wasserverlust während der Dauerbelastung und damit der Schwindverformung proportional.

Das Kriechen des Betons kann sich auf das Tragverhalten und die Eigenschaften von Betonbauwerken sowohl günstig als auch ungünstig auswirken: Unter Dauerlast nehmen die Verformungen einer Betonkonstruktion als Folge des Kriechens zu. Nach [6.13] kann die Durchbiegung  $f(t)$  eines biegebeanspruchten Bauteils aus Stahlbeton nach Zustand II näherungsweise nach der Beziehung  $f(t) = f_c(1 + 0,3 \varphi)$  abgeschätzt werden. Dabei ist  $f_c$  die Durchbiegung bei Belastungsbeginn. Bei vorgespannten Konstruktionen bewirkt das Kriechen einen Abbau der Vorspannkraft, der wie folgt abgeschätzt werden kann:

$F_p(t) = F_{p0}/(1 + \alpha \cdot \varphi)$ , wobei  $F_{p0}$  die Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t = 0$  und  $F_p(t)$  zum Zeitpunkt  $t$  sind. Bei Vorspannung gegen starre Widerlager ist  $\alpha < 0,5$ , sonst liegt  $\alpha$  im Bereich von etwa  $0,08 < \alpha < 0,20$ . Günstig wirkt sich das Kriechen auf Eigen- und ungewollte Zwängungsspannungen aus, wenn diese sich langsam entwickeln bzw. über längere Zeiträume wirken. Solche Spannungen werden abgebaut bzw. treten nie in der Größe auf, die sich ohne Berücksichtigung des Kriechens theoretisch ergeben würde. Für Stahlbetontragwerke kann ein Nachweis des Einflusses des Betonkriechens im Allgemeinen entfallen. Für Spannbetontragwerke ist dieser Nachweis erforderlich zur Abschätzung der zu erwartenden Bauwerksverformungen und Spannungsänderungen.

Die Ursachen des Kriechens sind weit weniger geklärt als jene des Schwindens. Sicher ist, dass das Kriechen des Betons fast ausschließlich durch das Kriechen des Zementsteins ausgelöst wird, da Normalzuschläge nicht oder nur unwesentlich kriechen. Entscheidend für das Kriechen des Zementsteins ist das in ihm enthaltene Wasser. Eine äußere Belastung führt zu Platzwechseln von Wassermolekülen im Zementsteingel. Dazu kommen Gleit- und Verdichtungsvorgänge zwischen den Gelpartikeln. Änderungen des Feuchtegehaltes, z.B. durch gleichzeitige Trocknung, beschleunigen diese Vorgänge. Dies steht im Einklang mit dem schon genannten Einfluss des Feuchtegehaltes von Beton auf seine Kriecheigenschaften und der Beschleunigung des Kriechens bei gleichzeitiger Trocknung. Der überproportionale Anstieg des Kriechens bei hohen Spannungen ist auf ein Fortschreiten des Mikrorisswachstums unter Dauerlast zurückzuführen, das nach Abschn. 6.6.2 bei sehr hohen Spannungen zum Versagen führen kann.

Die Größe der Kriechverformungen hängt sowohl von der Betonzusammensetzung als auch von äußeren Einflussgrößen ab. Die Kriechverformung ist in

erster Näherung dem Zementsteinvolumen proportional. Sie steigt mit steigendem Kapillarporenvolumen, sodass eine Verringerung des Wassermengeanteils und eine Erhöhung des Hydratationsgrads bei Belastungsbeginn, z.B. durch Verwendung eines schnell erhärtenden Zements, die Kriechverformungen reduzieren. Obwohl Normalzuschlag nicht kriecht, wirken sich seine Eigenschaften trotzdem auf das Kriechen aus: Stiefe Zuschlagkörner, z.B. aus Basalt oder dichtem Kalkstein, behindern das Zementsteinkriechen mehr als weiche Zuschlagkörner, z.B. aus Sandstein. Entsprechend sinkt die Kriechverformung des Betons mit steigendem E-Modul des Zuschlags. Die Kriechverformung nimmt mit steigendem Belastungsalter des Betons und mit steigenden Bauteilabmessungen ab. Auch die Umweltbedingungen wirken sich auf die Größe der Kriechverformungen aus: Mit sinkender rel. Luftfeuchte und steigender Temperatur nehmen die Kriechverformungen zu. Von großer Bedeutung ist die zeitliche Entwicklung des Kriechens. Sie ist u. a. abhängig vom Feuchtezustand des Betons und seiner Veränderung während der Belastung. Dünne Bauteile kriechen schneller als dicke, da sie schneller austrocknen. Eine Steigerung der Umgebungstemperatur erhöht nicht nur den Endwert des Kriechens, sondern beschleunigt auch den Kriechvorgang. Funktionen für den zeitlichen Verlauf des Kriechens werden in [6.11] diskutiert.

Für die praktische Anwendung besonders wichtig ist das Kriechverhalten von Beton bei veränderlichen Spannungen. Wie für andere Werkstoffe wird auch für Beton bei einer Beanspruchung im Bereich der Gebrauchsspannungen die Gültigkeit des Superpositionsprinzips angenommen. Dieses besagt, dass das Kriechen unter veränderlicher Last durch Superponieren der Kriechanteile aus den einzelnen Spannungsinkrementen unter Berücksichtigung des jeweiligen Belastungsalters bestimmt werden kann. Eine Entlastung nach einer vorangegangenen Druckbelastung ist als Zugspannung zu berücksichtigen unter der Annahme, dass die Kriechverformungen bei absolut gleichen Zug- und Druckspannungen gleich groß sind. Siehe dazu auch Abschn. 6.6.3.3. Die Anwendung des Superpositionsprinzips kann jedoch zu mehr oder weniger deutlichen Fehlern insbesondere bei Entlastung führen. So wird, je nach den gewählten Vorhersageverfahren, die verzögert elastische Rückverformung bei Anwendung des Superpositionsprinzips mehr oder weniger überschätzt. Solange die kriecheerzeugenden Spannungen die Linearitätsgrenze des Kriechens nicht überschreiten, wird die Kriechverformung bei einer Spannungssteigerung durch dieses Prinzip überschätzt.

Die Kriechverformungen hochfester Betone sind deutlich geringer als jene von Normalbetonen. Ähnlich dem Schwinden nimmt insbesondere das Trocknungskriechen mit steigender Betondruckfes-

tigkeit ab, sodass für hochfeste Betone der Anteil des Grundkriechens an der gesamten Kriechverformung im Vergleich zu Normalbetonen zunimmt. Die Vorhersage des Kriechens kann daher verbessert werden, wenn zwischen Grundkriechen und Trocknungskriechen differenziert wird.

Einen Sonderfall des Kriechens unter veränderlicher Spannung stellt die *Relaxation* dar, bei der die kriechezeugende Spannung so abfällt, dass die Dehnung konstant bleibt. Analog zur Kriechzahl  $\varphi$  für den Fall konstanter Spannung kann die Relaxation durch eine Relaxationszahl  $\psi(t, t_0) = \Delta\sigma(t, t_0)/\sigma_0$  beschrieben werden. Darin bedeuten  $\Delta\sigma(t, t_0)$  den Spannungsabfall bei einem Betonalter  $t$  und einem Belastungsalter  $t_0$  und  $\sigma_0$  die Anfangsspannung. Relaxationszahl und Kriechzahl können zueinander in Beziehung gesetzt werden:

$$\psi(t, t_0) = \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (6.20)$$

Der Relaxationskennwert  $\rho$  in Gl. (6.20) kann bei längerer Beanspruchungsdauer näherungsweise  $\rho \approx 0,8$  gesetzt werden [5.9]. Wegen des Zusammenhangs zwischen Kriechen und Relaxation hängt die Relaxationszahl von den gleichen Parametern wie die Kriechzahl ab.

### 6.6.3.3 Vorhersageverfahren

Die Berücksichtigung des Einflusses von Kriechen und Schwinden bei der Bemessung setzt Methoden voraus, mit denen die Größe dieser Verformungen in Abhängigkeit von den wesentlichen Einflussparametern mit ausreichender Zuverlässigkeit vorherbestimmt werden kann.

Als Eingangsparameter werden üblicherweise nur Größen gewählt, die dem entwerfenden Ingenieur bei der Bemessung bekannt sind: die Umfeldbedingungen, denen die Konstruktion ausgesetzt ist, die Bauteilabmessungen und die Festigkeitsklasse des Betons. Zur Verbesserung der Vorhersagegenauigkeit kann auch die Zementart berücksichtigt werden.

Es wurden Methoden zur Abschätzung des Kriechens von Normalbetonen und hochfesten Betonen mit einer Druckfestigkeit bis zu  $120 \text{ N/mm}^2$  entwickelt, die auf dem im CEB-FIP MC 90 enthaltenen Vorhersageverfahren aufbauen und die mithilfe einer umfangreichen Datenbank optimiert wurden [5.9].

Im CEB-FIP MC 90 wird ein Vorhersageverfahren für das Kriechen verwendet, das auf einem Produktansatz aufbaut und das für Betondruckfestigkeiten bis zu  $80 \text{ N/mm}^2$  Gültigkeit hat. In [5.9] wurde dieses Verfahren so erweitert, dass es auch das Kriechen hochfester Betone einschließt. Im Folgenden wird dieses erweiterte Verfahren wiedergegeben, welches auch in [5.11] enthalten ist. Es berücksich-

tigt die gleichen Eingangsparameter, die schon zur Vorhersage des Schwindens nach den Gln. (5.3) bis (5.11) herangezogen wurden.

Für die Kriechverformung gilt Gl. (6.18) unter Verwendung des Tangentenmoduls nach Gl. (6.13). Die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  eines Betons im Alter von  $t$  Tagen, der zum Zeitpunkt  $t_0$  erstmals belastet wurde, folgt aus Gl. (6.21).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (6.21)$$

Darin sind  $\varphi_0$  der Grundwert der Kriechzahl und  $\beta_c(t, t_0)$  eine Funktion zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens. Die Größe  $\varphi_0$  kann aus den Gln. (6.22) bis (6.26) bestimmt werden.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (6.22)$$

mit

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{\sqrt[3]{0,1 \cdot h_0/h_1}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (6.23)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{\sqrt{f_{cm}/f_{cm0}}} \quad (6.24)$$

$$\beta(t_{0,eff}) = \frac{1}{0,1 + (t_{0,eff}/t_1)^{0,2}} \quad (6.25)$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{3,5 f_{cm0}}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \text{und} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{3,5 f_{cm0}}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (6.26)$$

mit  $f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$ ,  $RH_0 = 100\%$ ,  $h_1 = 100 \text{ mm}$  und  $t_1 = 1 \text{ Tag}$ .

Die übrigen in den Gln. (6.22) bis (6.26) verwendeten Bezeichnungen entsprechen jenen der Schwindvorhersage nach den Gln. (5.3) bis (5.11). Nach Gl. (6.24) nimmt das Kriechen mit steigender Betondruckfestigkeit ab. Auch hier ist die Druckfestigkeit als eine dem Ingenieur bekannte Hilfsgröße zu verstehen, mit der der Einfluss des Wasserzementwerts und damit der Kapillarporosität auf das Kriechen indirekt erfasst werden kann. Nach Gl. (6.23) nehmen die Kriechverformungen auch mit steigender rel. Feuchte RH und zunehmender wirksamer Bauteildicke  $h_0$  ab. Dabei ist der Einfluss der Bauteildicke umso geringer je höher die rel. Luftfeuchte. Der Grund für dieses Verhalten ist, dass bei hohen rel. Feuchten der Anteil des Trocknungskriechens an der Gesamtkriechverformung immer kleiner wird, sodass bei einer rel. Feuchte von  $100\%$  nur noch Grundkriechen auftritt. Die Beiwerte  $\alpha_1$  und  $\alpha_2$  nach Gl. (6.26) bewirken, dass nach Gl. (6.23) mit steigender Betondruckfestigkeit der Einfluss der rel. Feuchte der umgebenden Luft auf das Kriechen immer geringer wird. Damit wird richtig erfasst, dass mit steigender Betondruckfestigkeit der Beitrag des



Trocknungskriechens zur gesamten Kriechverformung abnimmt.

Die zeitliche Entwicklung des Kriechens wird durch eine Hyperbelfunktion nach Gl. (6.27) beschrieben. Diese Funktion strebt einem Endwert zu. Für  $(t - t_0) \rightarrow \infty$  ist  $\beta_c(t, t_0) = 1,0$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0,3} \quad (6.27)$$

mit

$$\beta_H = 150 \cdot [1 + (1,2 \cdot RH/RH_0)^{18}] \cdot h_0/h_1 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad (6.28)$$

und

$$\alpha_3 = \left[ \frac{3,5 f_{cm0}}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (6.29)$$

mit  $t_1 = 1$  Tag;  $RH_0 = 100\%$ ;  $h_1 = 100$  mm und  $f_{cm0} = 10$  N/mm<sup>2</sup>.

Nach den Gln. (6.27) bis (6.29) entwickelt sich die Kriechverformung umso langsamer, je dicker das betrachtete Bauteil ist. Bei hohen rel. Feuchten, wenn also nur noch Grundkriechen auftritt, verschwindet der Einfluss der Körperdicke wie schon in Gl. (6.23). Mit steigender Betondruckfestigkeit nimmt dagegen der zu einem bestimmten Zeitpunkt erreichte Wert von  $\beta_c(t, t_0)$  zu, da der Anteil des diffusionskontrollierten Trocknungskriechens geringer geworden ist.

Je nach verwendetem Zement hat der Beton bei einem gegebenen Belastungsalter unterschiedliche Hydratationsgrade. Dies wird durch eine Korrektur des Belastungsalters  $t_0$  nach Gl. (6.30) berücksichtigt.

$$t_{0,eff} = t_{0,T} \left[ \frac{9}{2 + (t_{0,T}/t_{1,T})^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ Tage} \quad (6.30)$$

Dabei ist  $t_{0,T}$  das tatsächliche Belastungsalter, das korrigiert werden muss, wenn die Lagerungstemperatur vor der Belastung deutlich von 20 °C abweicht. Es kann z. B. mittels Gl. (6.3) abgeschätzt werden. Der Bezugswert  $t_{1,T} = 1$  Tag. Der Parameter  $t_0$  ist das in den Gln. (6.25) und (6.27) einzusetzende Belastungsalter. Die Potenz  $\alpha$  hängt von der Festigkeitsklasse des Zements ab:

Festigkeitsklasse des Zements	32,5 N	32,5 R 42,5 N	42,5 R 52,5 N 52,5 R
Potenz $\alpha$	-1	0	1

Bei einem gegebenen Betonalter ist nach Gl. (6.26) ein Beton aus einem langsam erhärtenden Zement

der Festigkeitsklasse 32,5 N im Vergleich zu einem Beton aus einem schneller erhärtenden Zement 32,5 R bezüglich des Kriechens jünger. Bei höheren Belastungsaltern etwa > 28 Tagen verschwindet der Einfluss der Festigkeitsklasse des Zements auf das korrigierte Belastungsalter.

In vielen praktischen Fällen der Bemessung ist es ausreichend, allein die Endkriechzahl zu berücksichtigen. Sie kann für verschiedene Belastungsalter und Bauteilabmessungen sowie für zwei relevante Umweltbedingungen bei normalfesten Konstruktionsbetonen Tabelle 31 entnommen werden. Die dort angegebenen Werte  $\varphi_{70}$  sind, ähnlich dem Endschwindmaß nach Tabelle 24, für eine Beanspruchungsdauer von 70 Jahren ermittelt worden. Der Zahlwert für  $\varphi_{70}$  stellt die rechnerische Endkriechzahl dar (siehe Abschn. 6.6.3.2). Um Endkriechzahlen für hochfeste Betone ( $60 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cm} \leq 130 \text{ N/mm}^2$ ) abschätzen zu können, dürfen die Tabellenwerte mit dem Faktor  $(63/f_{cm})^{0,9}$  multipliziert werden.

Bei kriechezeugenden Spannungen im Bereich  $0,4 f_{cm}(t_0) < \sigma_c < 0,6 f_{cm}(t_0)$  kann die Nichtlinearität des Kriechens mit Hilfe von Gl. (6.31) abgeschätzt werden.

$$\varphi_{0,k} = \varphi_0 \exp[\alpha_\sigma (k_\sigma - 0,4)] \quad \text{für } 0,4 < k_\sigma < 0,6 \quad (6.31a)$$

$$\varphi_{0,k} = \varphi_0 \quad \text{für } k_\sigma \leq 0,4 \quad (6.31b)$$

In Gl. (6.21) ist  $\varphi_{0,k}$  die nichtlineare Kriechzahl. Sie ersetzt  $\varphi_0$  in Gl. (6.18). Der Koeffizient  $k_\sigma = \sigma_c/f_{cm}(t_0)$  wobei  $f_{cm}(t_0)$  die Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Belastung ist. Der Koeffizient  $\alpha_\sigma = 1,5$ .

Im *fib* Model Code 2010 [6.41] ist im Vergleich zum obigen Vorhersageansatz ein erweitertes Modell angegeben. Wesentliche Änderungen bestehen darin, dass eine konsequente Aufspaltung in Grund- und Trocknungskriechen umgesetzt und der Exponent

**Tabelle 31.** Endkriechzahlen  $\varphi_{70}$  für normalfeste Konstruktionsbetone

Belastungs- alter $t_0$ [Tage]	Trockene Umwelt- bedingungen (Innenräume) RH = 50 %			Feuchte Umwelt- bedingungen (im Freien) RH = 80 %		
	Wirksame Bauteildicke $h$ [mm]					
	50	150	600	50	150	600
1	5,8	4,8	3,9	3,8	3,4	3,0
7	4,1	3,3	2,7	2,7	2,4	2,1
28	3,1	2,6	2,1	2,0	1,8	1,6
90	2,5	2,1	1,7	1,6	1,5	1,3
365	1,9	1,6	1,3	1,2	1,1	1,0



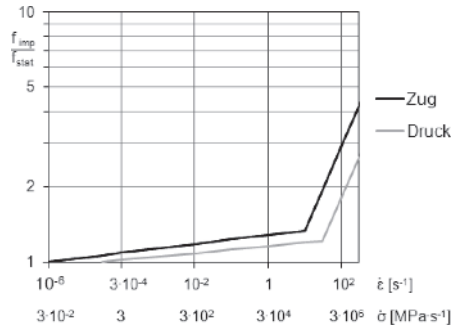
0,3 in Gl. (6.27) durch eine vom Belastungsalter abhängige Funktion ersetzt wurde. Hierdurch wird zwar die Vorhersagegenauigkeit insbesondere für Endkriechzahlen nicht signifikant verbessert, wohl aber die Prognose der zeitlichen Entwicklung des Kriechens, gerade auch bei variabler Belastung. Zudem trägt die additive Aufspaltung in Verformungskomponenten den beim Kriechen ablaufenden physikalischen Prozessen Rechnung. Nähere Ausführungen hierzu sowie ein Überblick über Mechanismen, Einflussgrößen und Modelle werden in [6.48] gegeben.

Mit Blick auf den Einfluss erhöhter Temperaturen auf das Betonkriechen, die im Industriebau aber auch bei Silos und Behältern eine Rolle spielen können, sei auf die Ansätze in [6.41] verwiesen. Dort wird auch das in diesem Zusammenhang wichtige transiente Kriechen behandelt.

### 6.6.4 Verhalten bei dynamischer Beanspruchung

Für die Bemessung von Betonkonstruktionen gegen schnell einwirkende, d. h. dynamische Beanspruchungen, z. B. bei einem Aufprall, einer Explosion, einem Schlag oder Stoß, sind Kenntnisse über das Werkstoffverhalten unter solchen Beanspruchungen erforderlich. Entsprechende Angaben und analytische Beziehungen sind im CEB-FIP Model Code MC 90 enthalten [1.2]. Sie bauen auf einem Sachstandsbericht einer Arbeitsgruppe des CEB auf [6.20]. Demnach steigen Druck- und Zugfestigkeit sowie der E-Modul und die Bruchdehnung von Beton mit steigender Dehn- und Belastungsgeschwindigkeit. Der Anstieg von Druck- und Zugfestigkeit ist besonders ausgeprägt bei sehr hohen Dehngeschwindigkeiten  $\dot{\epsilon} > 30 \text{ s}^{-1}$ . So bewirkt eine Steigerung der Dehngeschwindigkeit von  $3 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$  auf  $30 \text{ s}^{-1}$  eine Steigerung der Druckfestigkeit um ca. 50%. Bei einer weiteren Steigerung der Dehngeschwindigkeit auf  $300 \text{ s}^{-1}$  steigt die Druckfestigkeit auf etwa das 2-Fache der Druckfestigkeit, die bei  $\dot{\epsilon} = 2\text{‰}/\text{min}$  gemessen wurde. Die Zugfestigkeit steigt auf das 1,75- bzw. 3-Fache bei entsprechenden Dehngeschwindigkeiten. Je höher die Festigkeitsklasse des Betons, umso geringer ist die Zunahme infolge hoher Dehngeschwindigkeit. Je trockener der Beton, umso geringer ist der Einfluss der Dehngeschwindigkeit [6.21]. Der Anstieg von Bruchdehnung und E-Modul bei sehr hohen Dehngeschwindigkeiten ist dagegen weniger ausgeprägt.

Im *fib* Model Code 2010 [6.41] wurden die Abhängigkeiten der Festigkeit von der Dehn- bzw. Belastungsgeschwindigkeit gegenüber den Beziehungen in [1.2] vereinfacht, da neuere Untersuchungen gezeigt haben, dass der Einfluss der Betonfestigkeitsklasse geringer ist und dass die Streuung der Ergebnisse die Unterschiede verwischt. Außerdem war es ein Ziel bei der Erstellung des *fib* Model Code 2010,



**Bild 15.** Einfluss von Dehn- bzw. Belastungsgeschwindigkeit auf die Druck- und Zugfestigkeit von Beton, nach [6.41]

die Erkenntnisse der Wissenschaft für die Praxis nicht mit zu vielen Einzelheiten zu befrachten. Bild 15 zeigt die Abhängigkeiten der Druck- und Zugfestigkeit von der Dehn- bzw. Belastungsgeschwindigkeit, unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse. Zur Erstellung des Diagramms wurden Ergebnisse von Untersuchungen an Betonen mit Druckfestigkeiten zwischen 20 und 120 MPa, sowohl an Normalbeton wie Leichtbeton, herangezogen.

Die Abszisse wird von den Linien an der Stelle der Geschwindigkeiten geschnitten, die üblicherweise beim „statischen“ Versuch angewendet werden. Bis zum Knickpunkt wird die Abhängigkeit des Materialverhaltens von der „Rate-process theory“ [6.36] dominiert, während ab dem Knickpunkt Trägheitskräfte im Gefüge maßgebend werden. Neben der Festigkeit nehmen auch der Elastizitätsmodul, die Bruchenergie und die Bruchdehnung mit steigender Geschwindigkeit zu, jedoch sind die Zunahmen geringer als bei den Festigkeiten. Die entsprechenden Beziehungen können [6.41] entnommen werden.

Der Widerstand von Beton gegen wiederholte Schlagbeanspruchung kann durch technologische Maßnahmen beeinflusst werden. So ist nach [6.22] die Abhängigkeit des Widerstands gegen wiederholte Schlagbeanspruchung vom Wasserzementwert und vom Hydratationsgrad noch ausgeprägter als bei statischer Beanspruchung. Besonders günstig wirkt sich die Zugabe von Fasern aus.

Die extreme Beanspruchung von Beton unter Schockwellen wird in [6.23] behandelt.

### 6.6.5 Ermüdung

Einige Betonkonstruktionen sind einer häufig wechselnden, nicht vorwiegend ruhenden Belastung unterworfen. Dazu gehören z. B. Betonstraßen, Eisenbahnschwellen, Offshore-Bauwerke und Brücken-

konstruktionen. Sie unterliegen dann einer Ermüdungsbeanspruchung. In Ermüdungsversuchen wird ein Probekörper meist veränderlichen Spannungen unterworfen, die um eine konstante Mittelspannung fluktuieren, sodass die Belastungsgeschichte durch die Mittelspannung und die Spannungsamplitude bzw. die Schwingbreite oder durch die Ober- und die Unterspannung charakterisiert werden kann. Der Bruch stellt sich nach einer bestimmten Lastspielzahl  $N$  ein.

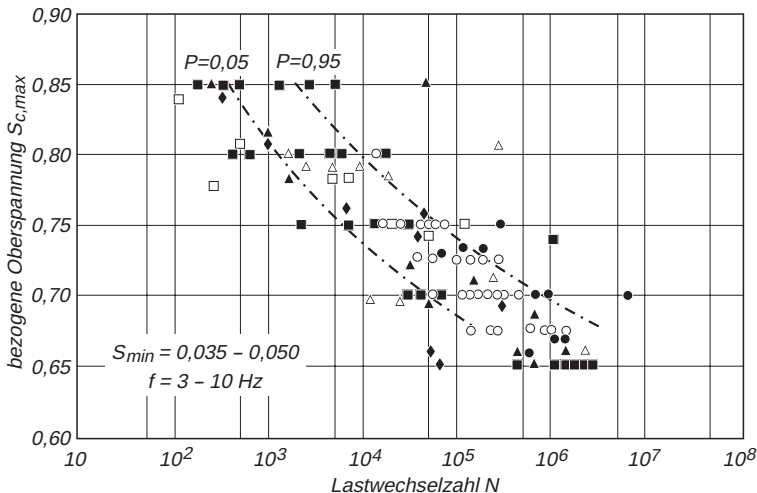
Der Widerstand von Beton gegen eine wiederholte Beanspruchung hängt von denselben Parametern ab, welche die Festigkeit von Beton unter Kurzzeitbeanspruchung beeinflussen. Es ist daher sinnvoll, die Ober- und Unterspannungen bei einer Ermüdungsbeanspruchung als Bruchteil einer statischen Festigkeit  $f_{cm}$  auszudrücken. Entsprechend ist die bezogene Oberspannung  $S_{c,max} = \sigma_{c,max}/f_{cm}$  und  $S_{c,min} = \sigma_{c,min}/f_{cm}$ . Das Ermüdungsverhalten kann dann in Form von S-logN-Diagrammen, sog. Wöhlerlinien, beschrieben werden. Für die meisten Werkstoffe nimmt die Anzahl der Lastwechsel  $N$  bis zum Bruch mit sinkender Oberspannung und sinkender Schwingbreite zu. Als Beispiel für das Ermüdungsverhalten von Beton sind in Bild 16 Versuchsergebnisse gezeigt [6.24].

Die Zeitfestigkeit ist jene Oberspannung, die bei gegebener Unterspannung nach einer gegebenen Anzahl von Lastwechseln zum Versagen führt. Die Dauerschwingfestigkeit ist als jene Oberspannung definiert, die für eine gegebene Unterspannung gerade noch unendlich oft ertragen werden kann. Sie

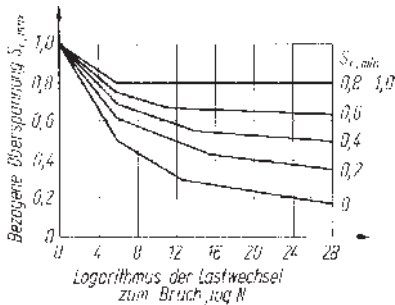
ist für alle Werkstoffe deutlich kleiner als die Kurzzeitfestigkeit. Eine Dauerschwingfestigkeit konnte für Beton bisher nicht sicher nachgewiesen werden. Bei einer Beanspruchung im Druckschwellbereich, d. h. Ober- und Unterspannung sind Druck, ist bei einer Unterspannung  $\sigma_u \approx 0$  und einer Oberspannung von  $|\sigma_o| \approx 0,5 f_{cm}$  nach etwa  $10^7$  Lastwechseln mit einem Versagen zu rechnen. Aber auch kleinere Spannungen können bei höheren Lastwechselzahlen noch zum Bruch führen. Nach [6.25] kann für Normalbeton von einer Quasi-Druckschwellfestigkeit  $|\sigma_o| \approx 0,4 f_{cm}$  ausgegangen werden. Siehe dazu auch [0.1].

Im CEB-FIP Model Code MC 90 werden analytische Beziehungen für das Ermüdungsverhalten von Beton gegeben [1.2]. Von einer Arbeitsgruppe des CEB wurde hierzu ein Sachstandbericht erstellt [6.26]. Bild 17 zeigt den im CEB-FIP Model Code MC 90 gegebenen Zusammenhang zwischen der bezogenen Oberspannung  $S_{c,max} = \sigma_{c,max}/f_{ck,fat}$  und  $\log N$ . Scharparameter ist die bezogene Unterspannung  $S_{c,min} = \sigma_{c,min}/f_{ck,fat}$ . Die Bezugsgröße  $f_{ck,fat}$  ist geringer als die charakteristische Druckfestigkeit  $f_{ck}$ . Sie berücksichtigt, dass die Empfindlichkeit von Beton gegenüber einer Ermüdungsbeanspruchung mit steigender Betondruckfestigkeit zunimmt. Nach den im CEB-FIP Model Code enthaltenen Angaben ist bei einem Belastungsalter von 28 Tagen  $f_{ck,fat} \approx 0,82 f_{ck}$  für Normalbeton und  $f_{ck,fat} \approx 0,75 f_{ck}$  für hochfesten Beton.

Bild 17 gilt für reinen Druck und für Körper, die gegen Austrocknung geschützt sind. Im Vergleich



**Bild 16.** Wöhlerlinien für Beton unter Druckbeanspruchung [6.24];  $P$  = Versagenswahrscheinlichkeit



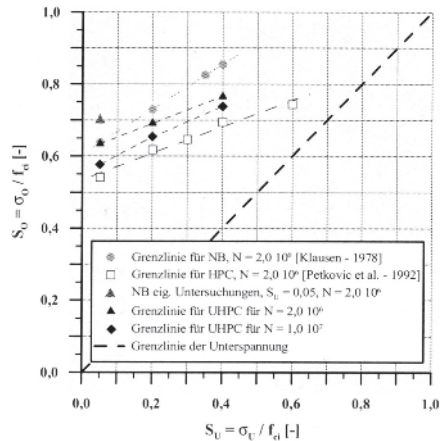
**Bild 17.** Der Einfluss der bezogenen Oberspannung  $S_{c,max}$  und der bezogenen Unterspannung  $S_{c,min}$  auf die Anzahl der Lastwechsel bis zum Bruch bei wiederholter Druckbeanspruchung nach den Angaben des CEB-FIP Model Code 1990 [1.2]

zu anderen Literaturangaben sind die Beziehungen für das Ermüdungsverhalten von Beton des MC 90 sehr konservativ. Im *fib* Model Code 2010 [6.41] sind im Vergleich zu Bild 17 etwas veränderte Kurvenverläufe vorgeschlagen worden. Hintergründe hierfür sind in [6.46] erläutert.

Von Bedeutung ist der bisher weniger beachtete Einfluss des Feuchtegehalts von Beton: Feuchte bzw. wassergesättigte Betone zeigen wesentlich geringere Zeitfestigkeiten als trockene Betone.

Zum Einfluss des Wassergehaltes wurden systematische Versuche durchgeführt, deren Ergebnisse in Bild 19 gezeigt sind [6.37]. Der untere Teil der Säulen betrifft immer die wassergelagerten Prüfkörper, die ganze Säule die luftgelagerten. Die bezogene Beanspruchungshöhe ist definiert als Oberspannung geteilt durch die Zylinderfestigkeit im Alter von 28 Tagen, wobei die Unterspannung immer 2 MPa betrug. Das Diagramm zeigt deutlich, dass wassergelagerte Proben durchweg eine niedrigere Bruchlastspielzahl erreichten als luftgelagerte. Der Unterschied ist umso deutlicher, je geringer die Festigkeitsklasse des Betons ist. Als Grund wird die Porosität des Betons gesehen und damit zusammenhängend die größere Wasseraufnahme des weniger festen und damit poröseren Betons. Bei einer Druckbelastung wird das Wasser in den Kapillarporen zusammengepresst, was zu einem hydrostatischen Druck in der Pore und zu einer Zugspannung im Zementstein führt. Die schwingende Beanspruchung führt damit zu einer früheren Schädigung als im luftgetrockneten Zustand. Diese Hypothese wird durch die Tatsache untermauert, dass der hochfeste und damit dichte Beton am wenigsten von der Feuchte beeinflusst wird.

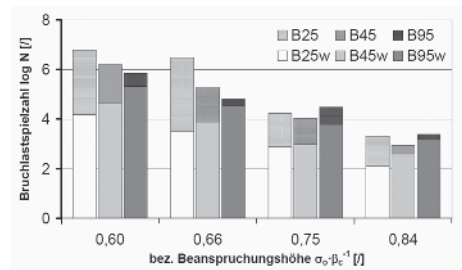
Da dicke Betonbauteile langsamer austrocknen als dünne und daher über einen längeren Zeitraum ei-



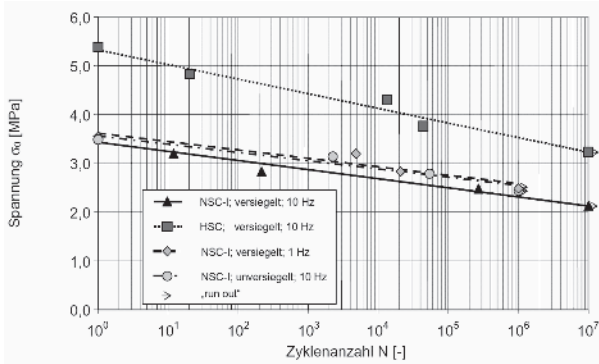
**Bild 18.** Grenzl意思 der Oberspannung für normal (NB)-, hoch (HPC)- und Ultrahochfesten Beton im Goodman-Diagramm [6.38]

nen hohen Feuchtegehalt aufweisen, ist ihre Zeitfestigkeit unter sonst gleichen Bedingungen geringer als jene dünnerer Bauteile [6.27].

In [6.38] wurden normalfester (NB), hochfester (HPC) und ultrahochfester Beton (UHPC) einer Schwingbelastung mit unterschiedlichen Unterspannungen unterworfen, deren Ergebnisse in Form eines Goodman-Diagramms in Bild 18 wiedergegeben sind. Bei der Betrachtung des Diagramms ist zu beachten, dass die Bruchlastspielzahlen unterschiedlich sind. Die oberste Linie stammt von Ergebnissen an normalfestem Beton, die unterste Linie gehört zu hochfestem Beton. Die dazwischen liegenden Punkte und Linien wurden an UHPC ermittelt. Wenn man die üblichen Streuungen bei



**Bild 19.** Vergleich der Bruchlastspielzahlen von wasser- und luftgelagertem Beton [6.37]



**Bild 20.** Wöhlerlinien von normalfestem (NSC,  $w/z = 0,55$ ,  $f_{cy1} = 50$  MPa) und hochfestem (HSC,  $w/z = 0,30$ ,  $f_{cy1} = 110$  MPa) Beton bei Zugerermüdung [6.34]

Schwingversuchen berücksichtigt (vgl. Bild 16), so muss man feststellen, dass sich die Betone aus UHPC (Bild 18) nicht signifikant anders verhalten. HPC weist gegenüber NC den größten Unterschied auf.

Zugschwingversuche an normal- und hochfestem Beton lieferten Ergebnisse, die den Ergebnissen von Druckversuchen sehr ähnlich sind, wenn man die Schwingfestigkeit auf die statische Festigkeit bezieht. Bild 20 zeigt ein Beispiel solcher Ergebnisse [6.32, 6.34]. Die zentrische Zugfestigkeit kann an der Ordinate abgelesen werden. Im einfach logarithmischen Maßstab fallen die Festigkeiten als Funktion der Bruchlastspielzahl linear ab und erreichen bei  $10^7$  Lastspielen einen Wert, der dem 0,6-Fachen der statischen Zugfestigkeit entspricht. Die Nachbehandlungsart und die Prüffrequenz haben auf das Ergebnis einen geringen Einfluss.

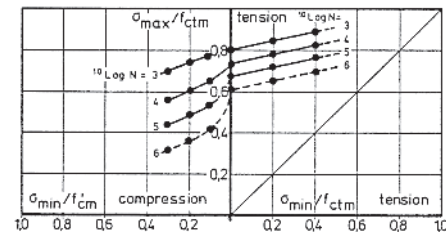
Wenn die Unterspannung eine Druckspannung ist, geht die erreichbare Oberspannung im Zugbereich

stark zurück. Ein anschauliches Bild liefert das modifizierte Goodman-Diagramm in Bild 21 für einen Beton C35/45. Man erkennt, dass die Abnahme der Oberspannung im Zug-Druck-Bereich deutlich stärker ist als im Zug-Zug-Bereich, vor allem bei höheren Bruchlastspielzahlen.

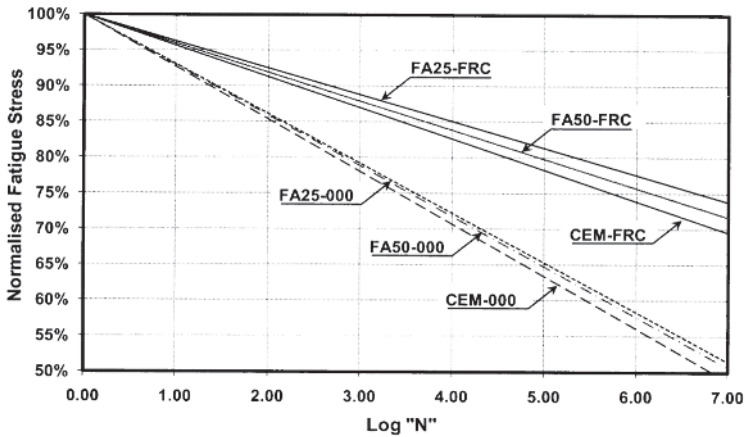
Biegeschwellversuche an unbewehrtem und faserbewehrtem Beton haben gezeigt, dass die Fasern einen festigkeitssteigernden Einfluss haben können. Die Versuche in [6.40] hatten zwei Ziele, erstens zu zeigen, wie sich Steinkohlenflugasche auf das Ermüdungsverhalten auswirkt, und zweitens, welchen Einfluss Stahlfasern ausüben. Die Betone hatten Druckfestigkeiten zwischen 69 und 55 MPa, der Stahlfasergehalt betrug 1 Vol.-%. Die statische Biegezugfestigkeit von unbewehrtem Beton betrug ca. 5,3 MPa, die der Faserbetone ca. 6,8 MPa. Bild 22 zeigt die Ergebnisse in normalisierter Form. Man erkennt, dass der Zementersatz durch Flugasche von 25 bzw. 50 % nur einen geringen Einfluss hat. Nach  $10^7$  Lastwechseln fiel die Schwingfestigkeit des unbewehrten Betons auf die Hälfte der statischen Festigkeit. Beim Faserbeton betrug der Abfall nur zwischen 25 und 30 %, wobei der Flugascheanteil von 25 % die beste Wirkung erbrachte.

In den meisten Fällen sind Baukonstruktionen einem Spektrum von Belastungszyklen unterworfen, das wesentlich von der im Laborversuch aufgetragenen Belastungsgeschichte mit konstanter Ober- und Unterspannung abweicht. Um die Zeitfestigkeit bei variablen Ober- und Unterspannungen abschätzen zu können, kann in erster Näherung die sog. *Palmgren-Miner*-Regel angewandt werden [6.24, 6.26, 6.28]:

$$D = \sum \frac{n_{si}}{N_{Ri}} \quad (6.32)$$



**Bild 21.** Goodman-Diagramm für Zug-Zug- und Zug-Druck-Beanspruchung [6.39]



**Bild 22.** Wöhler-Diagramm von unbewehrtem und stahlfaserbewehrtem Beton nach Biegeschwerversuchen [6.40]

Darin bedeuten  $D$  = Schädigung des Betons als Folge der Ermüdungsbeanspruchung;  $n_{Si}$  = Anzahl der tatsächlich aufgebrachten Lastwechsel mit einer gegebenen konstanten Ober- und Unterspannung;  $N_{Ri}$  = Anzahl der Lastwechsel, die bei dieser Ober- und Unterspannung zum Versagen führt. Der Bruch stellt sich ein, sobald  $D = 1$ . Die *Palmgren-Miner*-Regel unterstellt, dass sich bei konstanter Ober- und Unterspannung die Schädigung infolge einer Ermüdungsbeanspruchung linear mit der Anzahl der Lastwechsel entwickelt. Sie stellt daher nur eine grobe Näherung dar und kann die tatsächliche Zeitfestigkeit bei variablen Ober- und Unterspannungen sowohl über- als auch unterschätzen.

Weitere ausführliche Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Beton siehe [6.29–6.33].

## 7 Dauerhaftigkeit

Die mechanischen Eigenschaften des Betons sind zwar für die Standsicherheit von Bauteilen aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton von außerordentlicher Wichtigkeit, sie reichen jedoch zur Beurteilung der Gebrauchsfähigkeit nicht aus. Betonbauteile müssen auch ausreichend dauerhaft sein. Sie dürfen sich während der gesamten vorgesehenen Nutzungsdauer nicht unzulässig verändern, sodass sie stets gegenüber allen Einwirkungen ausreichend widerstandsfähig sind und der Bewehrung einen ausreichenden Korrosionsschutz gewähren.

Im Gegensatz zu den mechanischen Eigenschaften ist die Dauerhaftigkeit von Beton nur schwer zu charakterisieren. Darüber hinaus ist sie auch bei be-

kannten Umweltbedingungen und Betoneigenschaften keine absolute Größe, die über die Zeit konstant bleibt. Struktur und Eigenschaften von Beton unterliegen schon allein aus energetischen Gründen einem kontinuierlichen Wandel, bei dem der Beton – ähnlich dem korrodierenden Stahl – einem niedrigeren Energieniveau entgegenstrebt, das dem Energieniveau seiner Ausgangsstoffe entspricht. Durch technologische und konstruktive Maßnahmen kann aber die Geschwindigkeit solcher Veränderungen je nach Umweltbedingungen ganz wesentlich reduziert werden. Trotzdem sind Dauerhaftigkeit und Gebrauchsfähigkeit an eine erwartete Nutzungsdauer gekoppelt. Lebensdauervorhersagen unter Einbezug von Wartungs- und Instandsetzungsmaßnahmen und unter Berücksichtigung der Gesamtkosten einer Konstruktion spielen daher auch für Betonbauwerke eine zunehmend wichtige Rolle (siehe u. a. [7.1–7.4, 7.44]).

In der Vergangenheit wurde der Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen mit Ausnahme spezieller Fälle wenig Augenmerk geschenkt. Es wurde davon ausgegangen, dass Betonkonstruktionen wartungsfrei sind, wenn gewisse Grundregeln der Betontechnologie beachtet werden. Die Erfahrungen der letzten Jahrzehnte zeigten aber, dass z. T. nur geringfügige Abweichungen von diesen Regeln, manchmal in Verbindung mit falsch eingeschätzten oder verschärften Umweltbedingungen, zu erheblichen Schäden führen können. Dies löste eine rege Forschungstätigkeit aus, und auch in den Normen wird Fragen der Dauerhaftigkeit wesentlich mehr Aufmerksamkeit geschenkt als in der Vergangenheit. Die Erfahrung der letzten 25 Jahre mit geschädigten

Bauwerken und die Sorge um dauerhafte Bauwerke haben dazu geführt, dass das Thema Dauerhaftigkeit einen größeren Stellenwert in EN 206-1 und DIN 1045-2 bekommen haben.

Im neuen *fib* Model Code 2010 wird der immensen Bedeutung der Dauerhaftigkeit mit neuen Konzepten Rechnung getragen. Während die Bemessung hinsichtlich Dauerhaftigkeit in DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 206-1/DIN 1045-2 auf einem stark empirischen, deskriptiven Ansatz beruht, wird dort erstmalig ein performance-orientiertes, vollprobabilistisches Bemessungskonzept vorgestellt [6.41]. Damit kann bei Vorgabe einer angestrebten Lebensdauer und unter Berücksichtigung des dann planmäßig eingetretenen Schadensumfangs in Abhängigkeit von der Betondeckung beispielsweise eine hierzu passende Betonrezeptur ermittelt werden (siehe auch [7.44, 7.45]). Es ist jedoch nicht möglich, statt der Betonrezeptur als Ersatzkennwert die Betongüte bzw. die Druckfestigkeit heranzuziehen [7.48] (s. Abschn. 7.2). Vielmehr werden am besten gemessene Transportkenngrößen in die Bemessung bzw. bei der Prognose der Lebensdauer einbezogen.

Die Mechanismen, welche die Dauerhaftigkeit von Beton gefährden, können in physikalische, chemische und mechanische Einwirkungen gruppiert werden. Unter den *physikalischen Einwirkungen* ist an erster Stelle der Frost zu nennen, der Beton, wenn dieser einen kritischen Wassersättigungsgrad aufweist, schädigen kann. Die schädigende Wirkung des Frosts wird verstärkt, wenn gleichzeitig Taumittel auf den Beton einwirken. Obwohl Beton nicht brennbar ist, können hohe Temperaturen den Beton bis zur völligen Zersetzung zerstören. Ein *chemischer Angriff* liegt vor, wenn in den Beton eindringende Substanzen, z. B. aus der Luft, aus dem Grundwasser oder aus Lagerstoffen, mit Komponenten des erhärteten Betons reagieren. Dadurch werden entweder Bestandteile des Betons gelöst – lösender Angriff – oder die Reaktionsprodukte nehmen ein größeres Volumen ein als der Reaktionspartner im Beton – treibender Angriff. Die Reaktionspartner können aber auch schädliche Bestandteile der Betonausgangsstoffe sein. Ein Sonderfall des chemischen Angriffs ist die Carbonatisierung, die vor allem für den Korrosionsschutz der Bewehrung wesentlich ist. Zu den Folgen *mechanischer Einwirkungen* ist insbesondere der Verschleiß zu zählen. Er kann auftreten, wenn die Oberfläche eines Betonbauteils, z. B. durch Verkehr, Schüttgüter o. Ä., beansprucht wird.

Den meisten Schädigungsmechanismen ist gemeinsam, dass sie zunächst auf die oberflächennahen Bereiche einwirken und dass sie einen hohen Feuchtegehalt des Betons voraussetzen bzw. in ihrer Wirkung durch Feuchte verschärft werden.

## 7.1 Überblick über die Umweltbedingungen, Schädigungsmechanismen und Mindestanforderungen

Dauerhaft ist ein Bauwerk, wenn es die vereinbarten Eigenschaften während der Nutzungsdauer in ausreichendem Maße erfüllt. Die Eigenschaften können durch natürliche regelmäßige Einwirkungen, die vom Klima oder der direkten Umgebung ausgehen, beeinträchtigt werden oder durch außergewöhnliche Einwirkungen wie z. B. Brand. Betrachtet man nur die regelmäßigen Einwirkungen, so können sich diese auf den Beton in Form von lösendem und treibendem Angriff auswirken, in der Form von Frostabsprengungen oder innerer Schädigung. Bei der Bewehrung oder anderem eingebetteten Metall kann es zur Korrosion kommen, wenn der Beton carbonatisiert ist oder wenn Chloride vorhanden sind. Ähnlich wie bei der mechanischen Beanspruchung wird in DIN EN 206-1 unterschieden zwischen der Einwirkungsseite und der Widerstandsseite. Dauerhaft ist demnach ein Bauwerk, wenn der Widerstandsvorrat während der Nutzungsdauer größer ist als die Summe der Einwirkungen.

Die Einwirkungsseite wird durch *Expositionsclassen* (engl. exposure classes) beschrieben, die sich jeweils auf ein bestimmtes Schadensrisiko beziehen. Dabei wird unterschieden zwischen solchen Einwirkungen, die Korrosion der Bewehrung oder anderer eingebetteter Metalle hervorrufen könnten, und solchen, die den Beton schädigen könnten. In manchen Fällen kann eine Exposition auch beide Mechanismen betreffen, z. B. Meerwasserumgebung, die sowohl den Beton angreifen als auch zur Korrosion der Bewehrung führen könnte. Die Expositionsklasse wird durch den Großbuchstaben X (von Exposition) und einem weiteren Buchstaben bezeichnet:

- C von Carbonatisierung
- D von engl. deicing
- S von Seewasser
- F von Frost
- A von aggressiver Umgebung
- M von mechanischem Angriff

Die Klasse X0 (null) deutet darauf hin, dass kein Schadensrisiko besteht. Das Risiko eines Schadens wird in drei bis vier Stufen eingeteilt. In der Summe ergeben sich die 21 Expositionsclassen nach Tabelle 32.

Spalte 1 in Tabelle 32 enthält die Klassenbezeichnung, Spalte 2 die Kennzeichen der einwirkenden Umgebung und Spalte 3 einige Beispiele für die Zuordnung von Bauteilen zu Expositionsclassen. Dabei wird davon ausgegangen, dass der Beton der einwirkenden Umgebung direkt ausgesetzt ist. Wenn zwischen Betonoberfläche und einwirkendem



Medium eine Sperrschicht angebracht ist, kann sich dies günstig auswirken, wie im Falle einer Beschichtung auf den Carbonatisierungswiderstand. Es kann sich aber auch ungünstig auswirken, wenn ein Bauteil von innen mit Wasser beaufschlagt wird und sich außen hinter einem Fliesenbelag Feuchte sammelt, die u. U. zu einem Frostschaden führt. Solche Fälle müssen entsprechend sachkundig beurteilt werden. Die drei Stufen des chemischen Angriffs ergeben sich aus Tabelle 33. Abweichend von den Grenzwerten bei chemischem Angriff werden aufgrund einschlägiger Erfahrung Güllebehälter dem *schwachen* Angriff und Meerwasser berührenden Bauteile dem *mäßigen Angriff* zugeordnet. Die in Spalte 3 gegebenen Beispiele sind indikativ und nicht erschöpfend. Sie sollten aber für die häufigsten Fälle der Praxis ausreichend sein.

Die *Widerstandsseite* wird durch die Betonzusammensetzung definiert. Kennzeichnende Größen sind der höchstzulässige Wasserzementwert, die Mindestdruckfestigkeitsklasse, der Mindestzementgehalt (ohne bzw. mit anrechenbaren Zusatzstoffen), der Mindestluftgehalt und Anforderungen an die Gesteinskörnungen. Außerdem werden bestimmte Zemente für bestimmte Expositionsklassen ausgeschlossen. Die Tabellen 34 und 35 enthalten die Grenzwerte der Betonzusammensetzung für die Expositionsklassen nach Tabelle 33.

Die Tabellen 34 und 35 gehen von einer vorgesehenen Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren aus, wobei eine übliche Instandhaltung vorausgesetzt wird. Die Grenzwerte gelten auch für Schwerbeton, aber für Leichtbeton mit der Einschränkung, dass keine Mindestfestigkeitsklasse festgeschrieben wird. Der Zusammenhang zwischen Wasserzementwert und Festigkeit, der für Normalbeton gilt, ist bei Leichtbeton zusätzlich von der Festigkeit des Zuschlags abhängig. Da die Dauerhaftigkeit hauptsächlich von der Dichte und Dauerhaftigkeit der Matrix abhängt, ist die Festlegung der anderen Grenzwerte (Wasserzementwert, Zementgehalt, Luftgehalt, Zementart) ausreichend. Der Einwand, dass dies bei Normalbeton auch ausreichend wäre, ist richtig. Der DAFStb war aber der Ansicht, dass die Übereinstimmung durch gleichzeitige Festlegung von höchstzulässigem Wasserzementwert und Mindestfestigkeitsklasse nicht schädlich ist und dass die Konformität des Betons einfacher kontrolliert werden kann. Wenn die vorgesehene Nutzungsdauer deutlich von 50 Jahren abweicht, sind zusätzliche Überlegungen hinsichtlich einer Verschärfung oder Abschwächung der Grenzwerte nach den Tabellen 34 und 35 und, falls die Bewehrungskorrosion der kritische Risikofaktor ist, hinsichtlich der Betondeckung anzustellen.

**Tabelle 32.** Expositionsklassen und informativ zugeordnete Beispiele

1	2	3
Klassenbezeichnung	Kennzeichen der einwirkenden Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Bauteilen zu Expositionsklassen
<b>1. Kein Korrosionsrisiko und kein Betonangriff</b>		
X0	Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall: alle Umgebungsbedingungen, ausgenommen Frostangriff, Verschleiß oder chemischer Angriff	Fundamente ohne Bewehrung ohne Frost; Innenbauteile ohne Bewehrung
<b>2. Korrosionsrisiko durch Carbonatisierung</b>		
XC1	trocken oder ständig nass	Bauteile in Innenräumen mit üblicher Luftfeuchte (einschließlich Küche, Bad und Waschküche in Wohngebäuden; Beton, der ständig in Wasser getaucht ist)
XC2	nass, selten trocken	Teile von Wasserbehältern, bewehrte Gründungsbauteile
XC3	mäßige Feuchte	Bauteile, zu denen die Außenluft häufig oder ständig Zugang hat, z. B. offene Hallen, Innenräume mit hoher Luftfeuchtigkeit, z. B. in gewerblichen Küchen, Bädern, Wäschereien, in Feuchträumen von Hallenbädern und in Viehställen
XC4	wechselnd nass und trocken	Außenbauteile mit direkter Beregnung

**Tabelle 32.** Expositionsklassen und informativ zugeordnete Beispiele (*Fortsetzung*)

1	2	3
Klassen- bezeichnung	Kennzeichen der einwirkenden Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Bauteilen zu Expositionsklassen
<b>3. Korrosionsrisiko durch Chloride (nicht aus Meerwasser)</b>		
XD1	mäßige Feuchte	Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen Einzelgaragen
XD2	nass, selten trocken	Bauteile in Solebädern Bauteile, die chloridhaltigen Industrie- abwässern ausgesetzt sind
XD3	wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken mit häufiger Spritz- wasserbeanspruchung Fahrbahndecken, direkt befahrene Park- decks <sup>a)</sup>
<b>4. Korrosionsrisiko durch Meerwasser</b>		
XS1	salzhaltige Luft, aber kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Außenbauteile in Küstennähe (bis ca. 1 km)
XS2	unter Wasser	Bauteile von Hafenanlagen
XS3	Tide-, Spritz- und Sprühnebelbereiche	Kaimauern in Hafenanlagen Sturmflutwehre
<b>5. Frostangriff mit und ohne Taumittel bzw. Meerwasser</b>		
XF1	mäßige Wassersättigung, ohne Taumittel bzw. Meerwasser	Außenbauteile
XF2	mäßige Wassersättigung, mit Taumittel bzw. Meerwasser	Bauteile im Sprühnebel- oder Spritzwasser- bereich von taumittelbehandelten Verkehrsflächen soweit nicht XF4 Bauteile im Sprühnebelbereich von Meer- wasser
XF3	hohe Wassersättigung, ohne Taumittel bzw. Meerwasser	offene Wasserbehälter Bauteile in der Wasserwechselzone von Süß- wasser
XF4	hohe Wassersättigung, mit Taumittel bzw. Meerwasser	Verkehrsflächen, die mit Taumitteln behan- delt werden überwiegend horizontale Bauteile im Spritzwasserbereich von taumittelbehandel- ten Verkehrsflächen Räumerlaufbahn von Kläranlagen Bauteile in der Wasserwechselzone von Meerwasser
<b>6. Chemischer Angriff auf Beton</b>		
XA1	schwacher, chemischer Angriff nach Tabelle 33	Behälter von Kläranlagen Güllebehälter
XA2	mäßiger chemischer Angriff nach Tabelle 33 oder durch Meerwasser	Bauteile in betonangreifenden Böden Bauteile, die mit Meerwasser in Berührung kommen
XA3	starker chemischer Angriff nach Tabelle 33	Industrieabwasseranlagen mit chemisch an- greifenden Abwässern Gärfuttersilos und Futtertische der Landwirt- schaft Kühltürme mit Rauchgasableitung

**Tabelle 32.** Expositionsklassen und informativ zugeordnete Beispiele (*Fortsetzung*)

1	2	3
Klassenbezeichnung	Kennzeichen der einwirkenden Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Bauteilen zu Expositionsklassen
<b>7. Verschleißbeanspruchung</b>		
XM1	mäßige Beanspruchung	tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch luftbereifte Fahrzeuge
XM2	starke Beanspruchung	tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch luft- oder vollgummibereifte Gabelstapler
XM3	sehr starke Beanspruchung	tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch elastomer- oder stahlrollenbereifte Gabelstapler; Oberflächen, die häufig mit Kettenfahrzeugen befahren werden Wasserbauwerke in geschiebebelasteten Gewässern, z. B. Tosbecken
<b>8. Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion</b>		
Anhand der zu erwartenden Umgebungsbedingungen ist der Beton einer der vier nachfolgenden Feuchtigkeitsklassen zuzuordnen.		
WO	Beton der nach normaler Nachbehandlung nicht längere Zeit feucht und nach dem Austrocknen während der Nutzung weitgehend trocken bleibt.	Innenbauteile des Hochbaus; Bauteile, auf die Außenluft, nicht jedoch z. B. Niederschläge, Oberflächenwasser, Bodenfeuchte einwirken können und/oder die nicht ständig einer relativen Luftfeuchte von mehr als 80 % ausgesetzt werden. <sup>b)</sup>
WF	Beton, der während der Nutzung häufig oder längere Zeit feucht ist.	ungeschützte Außenbauteile, die z. B. Niederschlägen, Oberflächenwasser oder Bodenfeuchte ausgesetzt sind; Innenbauteile des Hochbaus für Feuchträume, wie z. B. Hallenbäder, Wäschereien und andere gewerbliche Feuchträume, in denen die relative Luftfeuchte überwiegend höher als 80 % ist; Bauteile mit häufiger Taupunktunterschreitung, wie z. B. Schornsteine, Wärmeübertragerstationen, Filterkammern und Viehställe; massige Bauteile gemäß DAFStb-Richtlinie, „Massige Bauteile aus Beton“, deren kleinste Abmessung 0,80 m überschreitet (unabhängig vom Feuchtezutritt).
WA	Beton, der zusätzlich zu der Beanspruchung nach Klasse WF häufiger oder langzeitiger Alkalizufuhr von außen ausgesetzt ist.	Bauteile mit Meerwassereinwirkung; Bauteile unter Tausalzeinwirkung ohne zusätzliche hohe dynamische Beanspruchung (z. B. Spritzwasserbereiche, Fahr- und Stellflächen in Parkhäusern); Bauteile von Industriebauten und landwirtschaftlichen Bauwerken (z. B. Güllebehälter) mit Alkalisalzeinwirkung.
WS <sup>c)</sup>	Beton, der hoher dynamischer Beanspruchung und direktem Alkalieintrag ausgesetzt ist.	Bauteile unter Tausalzeinwirkung mit zusätzlicher hoher dynmischer Beanspruchung (z. B. Betonfahrbahnen).

a) Ausführung nur mit zusätzlichen Maßnahmen (z. B. rissüberbrückende Beschichtung s. a. DAFStb Heft 526)

b) Wenn z. B. eine offene Halle im Winter sehr stark abgekühlt ist und im Frühjahr von warmer Luft bestrichen wird kann sich auf der Betonoberfläche Kondenswasser bilden, auch wenn die Luftfeuchte unter 80 % liegt. Tritt dieser Fall häufiger auf, so sollten diese Bauteile auf der sicheren Seite liegend in WF eingestuft werden.

c) Feuchtigkeitsklasse WS gilt i. d. R. nur für Fahrbahndeckenbeton der Bauklassen SV, I, II und III gemäß TL Beton-StB 07 (Bk 100 bis Bk 1,8 gemäß RStO 12). Für Fahrbahndeckenbeton der Bauklassen IV, V und VI ist eine Einstufung in die Feuchtigkeitsklasse WA ausreichend.

**Tabelle 33.** Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischem Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser nach DIN EN 206-1.

Die folgende Klasseneinteilung chemisch angreifender Umgebung gilt für natürliche Böden und Grundwasser mit einer Wasser-/Boden-Temperatur zwischen 5 und 25 °C und einer Fließgeschwindigkeit des Wassers, die klein genug ist, um näherungsweise hydrostatische Bedingungen anzunehmen. Hinsichtlich Vorkommen und Wirkungsweise von chemisch angreifenden Böden und Grundwasser siehe DIN 4030-1. Der schärfste Wert für jedes einzelne chemische Merkmal bestimmt die Klasse. Wenn zwei oder mehrere angreifende Merkmale zu derselben Klasse führen, muss die Umgebung der nächsthöheren Klasse zugeordnet werden, sofern nicht in einer speziellen Studie für diesen Fall nachgewiesen wird, dass dies nicht erforderlich ist. Auf eine spezielle Studie kann verzichtet werden, wenn keiner der Werte im oberen Viertel (beim pH-Wert im unteren Viertel) liegt.

Chemisches Merkmal	Referenzprüfverfahren	XA1	XA2	XA3
<b>Grundwasser</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/l <sup>e)</sup>	EN 196-2	≥ 200 und ≤ 600	> 600 und ≤ 3000	> 3000 und ≤ 6000
pH-Wert	ISO 4316	≤ 6,5 und ≥ 5,5	< 5,5 und ≥ 4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
CO <sub>2</sub> mg/l angreifend	prEN 13577:1999	≥ 15 und ≤ 40	> 40 und ≤ 100	> 100 bis zur Sättigung
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l <sup>a)</sup>	ISO 7150-1 oder ISO 7150-2	≥ 15 und ≤ 30	> 30 und ≤ 60	> 60 und ≤ 100
Mg <sup>2+</sup> mg/l	ISO 7980	≥ 300 und ≤ 1000	> 1000 und ≤ 3000	> 3000 bis zur Sättigung
<b>Boden</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/kg <sup>b)</sup> insgesamt	EN 196-2 <sup>c)</sup>	≥ 2000 und ≤ 3000 <sup>d)</sup>	> 3000 <sup>d)</sup> und ≤ 12 000	> 12 000 und ≤ 24 000
Säuregrad	DIN 4030-2	> 200 Baumann-Gully	in der Praxis nicht anzutreffen	

a) Gülle kann, unabhängig vom NH<sub>4</sub><sup>+</sup>-Gehalt, in die Expositionsklasse XA1 eingeordnet werden.

b) Tonböden mit einer Durchlässigkeit von weniger als 10<sup>-5</sup> m/s dürfen in eine niedrigere Klasse eingestuft werden.

c) Das Prüfverfahren beschreibt die Auslaugung von SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> durch Salzsäure; Wasserauslaugung darf stattdessen angewandt werden, wenn am Ort der Verwendung des Betons Erfahrung hierfür vorhanden ist.

d) Falls die Gefahr der Anhäufung von Sulfationen im Beton – zurückzuführen auf wechselndes Trocknen und Durchfeuchten oder kapillares Saugen – besteht, ist der Grenzwert von 3000 mg/kg auf 2000 mg/kg zu vermindern.

e) Falls der Sulfatgehalt des Grundwassers > 600 mg/l beträgt, ist dieser im Rahmen der Festlegung des Bodens anzugeben.

Tabelle 34. Grenzwerte für die Zusammensetzung von Beton für die Expositionsklassen X0 bis XS3

Zeile	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	Siehe XD1	Siehe XD2	Siehe XD3
2	Mindestdruckfestigkeits- klasse b)	C8/10	C16/20		C20/ 25	C25/ 30	C30/37 d)	C35/45 d),e)	C35/45 d)			
3	Mindestzementgehalt c) in kg/m³	–	240		260	280	300	320	320			
4	Mindestzementgehalt c) bei Anrechnung von Zusatzstoffen in kg/m³	–	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/m<sup>3</sup> reduziert werden.

d) Bei Verwendung von Luftporenbeton, z. B. aufgrund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Festigkeitsklasse niedriger. In diesem Fall darf Fußnote e) nicht angewendet werden.

e) Bei langsam und sehr langsam erhärtenden Betonen ( $r < 0,30$ ) eine Festigkeitsklasse niedriger. Die Druckfestigkeit zur Einteilung in die geforderte Druckfestigkeitsklasse nach 4.3.1 ist auch in diesem Fall an Probekörpern im Alter von 28 Tagen zu bestimmen. In diesem Fall darf Fußnote d) nicht angewendet werden.

**Tabelle 35.** Grenzwerte für die Zusammensetzung von Beton für die Expositionsklassen XF1 bis XM3

		Betonkorrosion									
		Frostangriff				Aggressive chemische Umgebung <sup>m)</sup>				Verschleißbeanspruchung <sup>b)</sup>	
Zeile	Expositionsklassen	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
1	Höchstzulässiger w/z	0,60	0,55 <sup>g)</sup>	0,50 <sup>g)</sup>	0,50 <sup>g)</sup>	0,60	0,50	0,45	0,55	0,55	0,45
2	Mindestdruckfestigkeitsklasse <sup>b)</sup>	C25/30	C25/30	C35/45 <sup>e)</sup>	C25/30	C25/30	C35/45 <sup>d,e)</sup>	C35/45 <sup>d)</sup>	C30/37 <sup>d)</sup>	C35/45 <sup>d)</sup>	C35/45 <sup>d)</sup>
3	Mindestzementgehalt <sup>c)</sup> in kg/m <sup>3</sup>	280	300	320	320	280	320	320	300 <sup>1)</sup>	320 <sup>1)</sup>	320 <sup>1)</sup>
4	Mindestzementgehalt <sup>c)</sup> bei Anrechnung von Zusatzstoffen in kg/m <sup>3</sup>	270	270 <sup>g)</sup>	270	270 <sup>g)</sup>	270	270	270	270	270	270
5	Mindest-Luftgehalt in %	–	f)	–	f, j)	–	–	–	–	–	–
6	Andere Anforderungen	Gesteinskörnungen für die Expositionsklassen XF1 bis XF4				–	–	1)	–	Oberflächenbehandlung des Betons <sup>k)</sup>	Einstreuen von Hartstoffen nach DIN 1100
		F <sub>4</sub>	MS <sub>25</sub>	F <sub>2</sub>	MS <sub>18</sub>						

b, c, d) und e) siehe Fußnoten in Tabelle 34.

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.

h) Bei gleichzeitiger Zugabe von Flugasche und Silicastaub ist eine Anrechnung auch für die Flugasche ausgeschlossen.

i) Es dürfen nur Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620 verwendet werden. Die Körnungen bis 4 mm müssen überwiegend aus Quarz oder Stoffen mindestens gleicher Härte bestehen, das größere Korn aus Gestein oder künstlichen Stoffen mit hohem Verschleißwiderstand.

j) Die Körner aller Gesteinskörnungen sollen mäßig raue Oberflächen und gedrungene Gestalt haben. Das Korngemisch soll möglichst grobkörnig sein.

k) Höchstzementgehalt 360 kg/m<sup>3</sup>, jedoch nicht bei hochfesten Betonen.

l) Erdfeuchter Beton mit w/z  $\leq 0,40$  darf ohne Luftporen hergestellt werden.

m) Z. B. Vakuumieren und Flügelfläten des Betons.

n) Schutzmaßnahmen erforderlich, z. B. Schutzschichten oder dauerhafte Bekleidungen.

o) Bei chemischem Angriff durch Sulfat (ausgenommen Meerwasser) muss SR-Zement verwendet werden. Bei einem Sulfatgehalt des angreifenden Wassers von  $\text{SO}_4^{2-} \leq 1500 \text{ mg/l}$  darf anstelle von SR-Zement eine Mischung aus Zement und Flugasche verwendet werden (siehe Abschnitt 2.4.3).



## 7.2 Widerstand gegen das Eindringen aggressiver Stoffe

Die in Abschn. 7.1 genannten Schädigungsmechanismen werden – mit Ausnahme des Angriffs durch hohe Temperaturen und des Verschleißes – nur wirksam, wenn Wasser, gelöste Stoffe oder Gase in den Beton eindringen. Dem Widerstand des Betons gegen das Eindringen solcher Stoffe, der Dichtheit des Betons, kommt damit für dessen Dauerhaftigkeit überragende Bedeutung zu. Die möglichen Transportwege für eindringende Stoffe sind die Kapillarporen des Zementsteins, die Poren in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Zuschlag sowie Mikrorisse. Neben der Gesamtporosität und der Porengrößenverteilung ist dabei die Kontinuität des Porensystems von besonderer Bedeutung, die im Zementstein bei ausreichend niedrigem  $w/z$ -Wert und hohem Hydratationsgrad nicht mehr gegeben ist (siehe dazu z. B. [7.5, 7.6]).

Ein Stofftransport im Porensystem des Betons erfolgt nach drei unterschiedlichen Mechanismen oder deren Kombinationen. Dies sind die Permeation, die Diffusion und das kapillare Saugen (Absorption). Der Widerstand von Beton gegen das Eindringen von Fremdstoffen kann je nach vorherrschendem Transportmechanismus durch Werkstoffkennwerte charakterisiert werden.

*Permeation* ist die Durchströmung des Porensystems durch Flüssigkeiten oder Gase als Folge eines äußeren Druckes. Sie wird charakterisiert durch den Permeabilitätskoeffizienten, der für Wasser und Lösungen nach dem Gesetz von *Darcy* definiert wird und die Dimension  $K_w$  [m/s] hat (Gl. 7.1a). Für Gase wird bei Berücksichtigung der Viskosität und Kompressibilität des Gases die Geschwindigkeit des Transports durch den spezifischen Permeabilitätskoeffizienten  $K_g$  [m<sup>2</sup>] bestimmt (Gl. 7.1b). Werden Viskosität und Kompressibilität des Gases vernachlässigt, so hat der Permeabilitätskoeffizient die Dimension  $K_g$  [m<sup>2</sup>/s]. Die Permeabilität von Beton gegen Flüssigkeiten und Gase ist verhältnismäßig einfach und schnell zu bestimmen und z. B. für den Fall drückenden Wassers von unmittelbarer praktischer Bedeutung.

Unter *Diffusion* wird der Transport von freien Atomen, Molekülen oder Ionen als Folge und in Richtung eines Konzentrationsgefälles verstanden. Der Widerstand eines Werkstoffs gegen Diffusions-transport wird durch den Diffusionskoeffizienten  $D$  [m<sup>2</sup>/s] nach dem 1. Fick'schen Gesetz charakterisiert (Gl. 7.2). Dieser Transportmechanismus ist von unmittelbarer praktischer Relevanz, z. B. für die Austrocknungsgeschwindigkeit von Beton, für die Carbonatisierung als Folge des Eindringens von Kohlendioxid aus der Luft, für das Eindringen von Chloriden oder den Transport von Radon durch Beton [7.7].

*Kapillares Saugen* ist die Aufnahme von Wasser oder anderer benetzender Flüssigkeiten in das Porensystem des Zementsteins als Folge von Kapillarkräften. Unter den drei genannten Mechanismen ist das kapillare Saugen das effektivste, d. h. es bewirkt den schnellsten Transport von Wasser oder von Ionen, die im Wasser gelöst sind. Das kapillare Saugen kann durch den Wasseraufnahmekoeffizienten  $S$  beschrieben werden (Gl. 7.3). Er hat die Dimension [g/m<sup>2</sup>s<sup>n</sup>]. Unter der Annahme, dass die kapillar aufgenommene Flüssigkeitsmenge linear von der Wurzel der Einwirkungs-dauer abhängt, ist  $n = 0,5$ . Das kapillare Saugen ist von praktischer Bedeutung, wenn flüssiges Wasser oder Lösungen unmittelbar auf eine Betonoberfläche einwirken, z. B. bei Fundamenten oder Wänden im Grundwasser, bei Schlagregenbeanspruchung oder bei Tausalz-lösungen auf horizontalen oder geneigten Flächen.

Die o. g. Transportkoeffizienten können für den Fall stationären Transports durch die Bestimmungsgleichungen entsprechend den Gln. (7.1) bis (7.3) definiert werden:

Permeation von Flüssigkeiten:

$$K_w = \frac{Q}{t} \cdot \frac{1}{A} \cdot \frac{1}{\Delta h} \quad (7.1a)$$

Permeation von Gasen:

$$K_g = \frac{Q}{t} \cdot \frac{1}{A} \cdot \frac{p}{(p_1 - p_2) \cdot \bar{p}} \cdot \eta \quad (7.1b)$$

Diffusion:

$$D = \frac{m}{t} \cdot \frac{1}{A} \cdot \frac{1}{\Delta c} \quad (7.2)$$

Kapillares Saugen:

$$S = \frac{\Delta m}{t^n} \cdot \frac{1}{A} \quad (7.3)$$

Darin bedeuten  $K_w$  = Permeabilitätskoeffizient für Flüssigkeiten [m/s];  $K_g$  = spezifischer Permeabilitätskoeffizient [m<sup>2</sup>];  $D$  = Diffusionskoeffizient [m<sup>2</sup>/s];  $S$  = Wasseraufnahmekoeffizient [g/(m<sup>2</sup>s<sup>n</sup>)] bzw. [m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup>s<sup>n</sup>)];  $Q$  = Volumen des durchströmenden Stoffes [m<sup>3</sup>];  $m$  = durchströmende Masse [g];  $\Delta m$  = aufgenommene Masse [g] bzw. [m<sup>3</sup>];  $t$  = Einwirkungs-dauer [s];  $l$  = Dicke des durchströmten Körpers [m];  $A$  = durchströmte Fläche [m<sup>2</sup>];  $\Delta h$  = Druck [m Wassersäule];  $p_1 - p_2$  = Druckgefälle [N/m<sup>2</sup>];  $\Delta c$  = Konzentrationsunterschied [g/m<sup>3</sup>];  $p$  = Druck, bei dem  $Q$  gemessen wird [N/m<sup>2</sup>];  $\bar{p}$  = mittlerer Druck =  $(p_1 + p_2)/2$ ;  $\eta$  = Viskosität des Gases [Ns/m<sup>2</sup>] (siehe dazu u. a. [7.8–7.11]).

Insbesondere die Gln. (7.1) und (7.2) sind in ihrem Aufbau sehr ähnlich. Entsprechend werden die Transportkoeffizienten durch die gleichen technologischen Parameter, z. T. auch durch die gleichen Umweltbedingungen, beeinflusst. Mit steigender Kapillarporosität, d. h. zunehmendem  $w/z$ -Wert

und abnehmendem Hydratationsgrad, sowie zunehmender Mikrorissbildung nehmen  $K_w$ ,  $K_g$ ,  $D$  und  $S$  und damit die Eindringgeschwindigkeit zu. Von großer Bedeutung ist der Feuchtegehalt des Betons: Mit steigendem Feuchtegehalt nehmen die Permeabilität gegen Gase und der Wasseraufnahmekoeffizient ab und gehen bei Wassersättigung gegen null [7.12, 7.13]. Die Beeinflussung des Diffusionskoeffizienten durch den Wassergehalt hängt von der Art des transportierten Mediums ab. So nimmt der Diffusionskoeffizient für Kohlendioxid mit steigendem Wassergehalt deutlich ab, während der Diffusionskoeffizient für Wasserdampf zunimmt [7.12]. Eine Temperaturerhöhung hat im Allgemeinen eine Beschleunigung von Transportvorgängen zur Folge, die je nach Transportmechanismus und transportiertem Medium mehr oder weniger deutlich ist [7.14].

Im CEB-FIP Model Code MC 90 werden Beziehungen zur Abschätzung der Transportkoeffizienten in Abhängigkeit von Betongüte, Wasserzementwert und teilweise auch von der Zementart gegeben [1.2]. Aus den Angaben des MC 90 ergeben sich bei einem mittleren Feuchtegehalt des Betons von 50 bis 70 % rel. Feuchte Permeabilitätskoeffizienten für Wasser bei Betonen der Festigkeitsklassen C12 bzw. C50 von ca.  $K_w = 2 \times 10^{-11}$  bzw.  $K_w = 3 \times 10^{-14}$  [m/s]. Die spezifischen Permeabilitätskoeffizienten für Luft betragen für diese Festigkeitsklassen ca.  $K_g = 2,5 \times 10^{-15}$  bzw.  $K_g = 3 \times 10^{-17}$  [m<sup>2</sup>]. Für den Diffusionskoeffizienten von Kohlendioxid durch carbonatisierten Beton erhält man aus den Beziehungen des MC 90 für Betone der Festigkeitsklassen C12 bzw. C50 Werte von ca.  $D_{CO_2} = 8 \times 10^{-8}$  [m<sup>2</sup>/s] bzw.  $D_{CO_2} = 1 \times 10^{-9}$  [m<sup>2</sup>/s]. Diese Zahlen verdeutlichen die große Schwankungsbreite der Transportkoeffizienten je nach Festigkeitsklasse bzw. Porosität des Betons.

Die überschlägige Abschätzung von Transportkennwerten aus der Betongüte bzw. der Betondruckfestigkeit, wie sie im MC 90 [1.2], aber auch im MC 2010 [6.41] angegeben wird, darf nicht darüber hinwegtäuschen, dass die Festigkeit als Einflussgröße nur sehr eingeschränkt taugt. Bei gleicher Festigkeit unterschiedlich zusammengesetzter Betone können Transportkoeffizienten um wenigstens eine Zehnerpotenz voneinander abweichen bzw. die Größe eines bestimmten Transportkoeffizienten kann für Betone gelten, deren Festigkeit sich um ca. 40 N/mm<sup>2</sup> voneinander unterscheidet [7.48]. Dies erklärt sich aus dem tatsächlichen Einfluss der Porenstruktur, die ausgeprägt durch die Bindemittelwahl (Zement und Zusatzstoffe, wie z. B. Flugasche [2.27]) bestimmt wird, aber weit weniger ausgeprägt auf die Festigkeit Einfluss nimmt. Es ist daher auch nicht möglich, eine Lebensdauerprognose auf den Festigkeitsklassen des Betons aufzubauen, so wünschenswert das wäre, da gerade die Betongüte in der Planungsphase stets bekannt sein muss. Viel-

mehr ist es am besten, gemessene Transportkenngrößen in Lebensdauerbetrachtungen (Bemessung oder Prognose) einzubeziehen. Dabei ist auch zu beachten, dass zumeist die Eigenschaften der Betonrandzone bzw. der Bereich der Betondeckung von Belang sind.

Über die Abhängigkeit des Permeabilitätskoeffizienten für Sauerstoff und Luft von Feuchte und technologischen Parametern siehe u. a. [7.15]. Angaben zu den Diffusionskoeffizienten für Wasserdampf, Luft und Kohlendioxid sind u. a. in [7.12] und Abschnitt 7.3.2 enthalten. Zu Fragen der Chloriddiffusion siehe Abschn. 7.3.3. Einflüsse auf den Wasseraufnahmekoeffizienten nach Gl. (7.3) sind u. a. in [7.12] behandelt.

### 7.3 Korrosionsschutz der Bewehrung im Beton

#### 7.3.1 Allgemeine Anforderungen

Eine wesentliche Voraussetzung für die gemeinsame Tragwirkung von Stahl und Beton und für die Dauerhaftigkeit von Bauteilen aus Stahl- und Spannbeton ist, dass die Bewehrung, die ja an der Luft sehr rasch korrodieren würde, im Beton auf Dauer vor Korrosion geschützt ist. Der dauerhafte Korrosionsschutz der Bewehrung im Beton beruht darauf, dass die Porenlösung des Betons im Bereich der Bewehrung eine große OH<sup>-</sup>-Ionen-Konzentration und daher einen pH-Wert oberhalb von 12,5 aufweist. Das bei der Zementhydratation in großen Mengen (rd. 20 bis 25 M.-%, bez. auf den Zementgehalt für CEM I) abgespaltene Calciumhydroxid sorgt weiterhin für eine Pufferung des hohen pH-Werts von pH = 12,5. Unter diesen Bedingungen bildet sich auf der Oberfläche des Stahles eine so genannte Passivschicht. Dies ist eine sehr dünne, aber dichte Schicht aus Eisenoxid, die eine Auflösung des Eisens in Ionen verhindert. Eine Korrosion von Stahl im Beton kann daher nur auftreten, wenn gleichzeitig drei Bedingungen erfüllt sind:

- 1) Die Passivschicht wird durch Carbonatisierung oder durch Chloride zerstört.
- 2) Der elektrische Widerstand des Betons wird durch einen hohen Feuchtegehalt deutlich vermindert.
- 3) Sauerstoff kann in ausreichender Menge bis zum Bewehrungsstahl vordringen.

Wegen des hohen elektrischen Widerstandes von trockenem Beton geht die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in trockenem Beton auch dann gegen null, wenn der Beton carbonatisiert ist oder freie Chloridionen enthält. Auch in ständig unter Wasser gelagertem Beton ist wegen unzureichender Sauerstoffzufuhr nicht mit Stahlkorrosion zu rechnen. Eine Korrosionsgefährdung der Bewehrung besteht jedoch bei nicht sachgerecht hergestellten Beton-

bauteilen, die wechselnd durchfeuchtet und ausgetrocknet werden. Hier kann der Fall eintreten, dass alle drei für die Korrosion erforderlichen Bedingungen erfüllt sind. Ein für die meisten Fälle ausreichender Schutz der Bewehrung vor Korrosion wird aber durch eine ausreichend dicke Betondeckung aus ausreichend dichtem Beton und durch Begrenzung des Gehalts an korrosionsfördernden Stoffen in den Betonausgangsstoffen erreicht.

Bei chloridhaltigen Tausalzungen, die z. B. auf horizontale Teile von Brückenbauwerken häufig einwirken, ist im Allgemeinen ein zusätzlicher Schutz durch Abdichtungen erforderlich, da auch bei dichtem Beton nach längerer Einwirkungsdauer ein Eindringen von Chloridionen bis zur Bewehrung nicht ausgeschlossen werden kann (s. a. Fußnote a) zu XD3 in Tabelle 32). Grundsätzlich ist auch ein unmittelbarer Schutz der Bewehrung durch eine Kunststoffbeschichtung möglich. Über die Mechanismen der Korrosion von Stahl im Beton siehe u. a. [7.16].

### 7.3.2 Carbonatisierung

Die Vermeidung der Carbonatisierung von Zementstein kann für die Aufrechterhaltung des Korrosionsschutzes der Bewehrung im Beton von großer Bedeutung sein. Carbonatisierung wird durch das Eindringen von Kohlendioxid aus der Luft in den Beton verursacht. Die Konzentration des Kohlendioxids in der Luft beträgt etwa 0,03 Vol.-%, kann aber in Innenräumen, Garagen oder in einer Industriatmosphäre bis auf Werte von ca. 1 Vol.-% ansteigen. Das Kohlendioxid reagiert zwar mit allen Komponenten des Zementsteins, die calciumhaltig sind. Am wichtigsten ist jedoch die Reaktion mit dem Calciumhydroxid, das für den hohen pH-Wert des Porenwassers im nicht carbonatisierten Zementstein hauptverantwortlich ist. Die Carbonatisierung bewirkt einen Abfall des pH-Wertes auf  $\text{pH} < 9$ , sodass die Passivierung eines im Beton eingebetteten Stahles nicht mehr gegeben ist. Kohlendioxid dringt zwar umso leichter in die Poren des Zementsteins ein, je weniger diese mit Wasser gefüllt sind. Für die chemische Reaktion zwischen Kohlendioxid und den Hydratationsprodukten des Zements ist aber die Anwesenheit von Wasser erforderlich, sodass die Geschwindigkeit des Carbonatisierungsfortschritts deutlich vom Wassergehalt des Betons abhängt. Bei sehr trockenem bzw. nahezu wassergesättigtem Beton geht die Carbonatisierungsgeschwindigkeit gegen null. Sie erreicht ein Maximum bei einer rel. Feuchte im Beton von ca. 50 bis 60%. Der Transport des Kohlendioxids durch das Porensystem des Zementsteins folgt einem Diffusionsprozess nach Abschn. 7.2, für dessen Geschwindigkeit der Diffusionskoeffizient von Kohlendioxid durch den carbonatisierten Beton maßgebend ist. Für Beton, der unter konstanten klimatischen Bedingungen gelagert wird und für Beton im Freien,

der vor direkter Regeneinwirkung geschützt ist, kann ihre zeitliche Entwicklung nach dem sog.  $\sqrt{t}$ -Gesetz, Gl. (7.4), beschrieben werden.

$$d_c = \sqrt{2 D_{\text{CO}_2} \cdot \frac{C_a}{C_c} \cdot t} \quad (7.4)$$

Darin bedeuten  $d_c$  = Carbonatisierungstiefe [m] zum Zeitpunkt  $t$ ;  $D_{\text{CO}_2}$  = Diffusionskoeffizient für Kohlendioxid durch carbonatisierten Beton [ $\text{m}^2/\text{s}$ ];  $C_a$  = Konzentration von Kohlendioxid in der Luft [ $\text{g}/\text{m}^3$ ];  $C_c$  = Kohlendioxid, das zur Carbonatisierung eines Einheitsvolumens von Beton erforderlich ist [ $\text{g}/\text{m}^3$ ];  $t$  = Dauer der Carbonatisierung [s]. Nach den Angaben des MC 90 kann  $C_a/C_c$  näherungsweise  $8 \times 10^{-6}$  gesetzt werden. Gl. (7.4) ist zur Beschreibung des Carbonatisierungsfortschritts nur unter der Bedingung zutreffend, dass der Diffusionskoeffizient  $D_{\text{CO}_2}$  über die Zeit und den Ort konstant bleibt. Diese Bedingung ist vor allem dann nicht erfüllt, wenn eine Betonoberfläche dem Regen ausgesetzt ist und durch kapillares Saugen schnell Wasser aufnimmt. Als Folge davon nimmt  $D_{\text{CO}_2}$  deutlich ab, und die Carbonatisierung kommt solange zum Stillstand, bis durch eine nachfolgende, viel langsamer verlaufende Trocknung der Feuchtegehalt des bereits carbonatisierten Betons soweit absinkt, dass Kohlendioxid wieder in ausreichendem Maße in den Beton eindringen kann. Gl. (7.4) erlaubt daher keine zuverlässige Abschätzung des Carbonatisierungsfortschritts von Betonbauteilen unter natürlichen Bewitterungsbedingungen. Dieses Defizit wird durch ein wesentlich verbessertes Modell im *fib* Model Code 2010 [6.41] überwunden. Darin sind für die Prognose des Carbonatisierungsfortschritts z. B. die klimatischen Umgebungsbedingungen und die Qualität der Bauausführung (Nachbehandlung) berücksichtigt. Insbesondere aber geht in das Modell ein experimentell zu bestimmender, effektiver Carbonatisierungswiderstand ein, der den tatsächlichen Eigenschaften des Betons bzw. der Struktur seiner Bindemittelmatrix Rechnung trägt.

Für die Belange der Praxis sind in früheren Jahren verschiedene Modifikationen des  $\sqrt{t}$ -Gesetzes vorgeschlagen worden. So wird u. a. ein empirischer Zusammenhang zwischen Carbonatisierungstiefe  $d_c$  und der Zeit  $t$  nach Gl. (7.5) angegeben.

$$d_c = \text{const.} \cdot t^\alpha \quad (7.5)$$

Die Potenz  $\alpha$  liegt im Bereich  $0,15 < \alpha < 0,5$  und ist umso geringer, je häufiger eine Betonoberfläche Regen ausgesetzt ist. Für trockenen Beton oder vor Regen geschützten Beton ist  $\alpha = 0,5$  (Gl. 7.4). Nach theoretischen Überlegungen sowie experimentellen Untersuchungen strebt die Carbonatisierung von Beton, der unter den Klimabedingungen Nord- und Mitteleuropas häufig Regen ausgesetzt ist, sogar einem Endwert zu, wenn die Trockenperioden zwischen Regenfällen so kurz sind und die Carbonati-

sierungstiefe schon so groß ist, dass der Beton bis zur Carbonatisierungsfront nicht mehr ausreichend austrocknet, um einen weiteren Carbonatisierungsfortschritt zu erlauben. Ein Modell zur Berechnung der Carbonatisierungstiefe bei intermittierender Regenbeaufschlagung wird in [7.42] vorgestellt, das darauf basiert, dass die Carbonatisierung stoppt, wenn der Beton wassergesättigt ist. Erst wenn die Trocknungstiefe die vorangegangene Carbonatisierungstiefe erreicht, schreitet die Carbonatisierung weiter. Auf diese Weise können die in der Praxis gemessenen Unterschiede der Carbonatisierungstiefe erklärt werden.

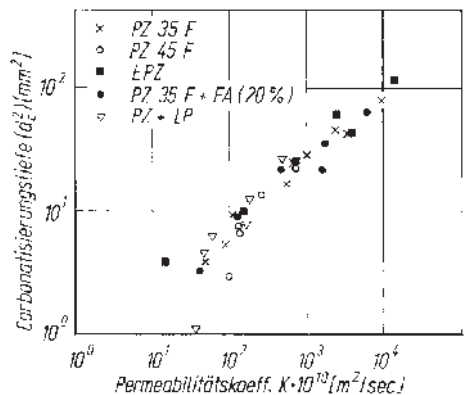
Nach Gl. (7.4) hängt die Carbonatisierungsgeschwindigkeit von der Bindekapazität des Zementsteins gegenüber Kohlendioxid, ausgedrückt durch die Größe  $C_c$ , vor allem aber vom Diffusionskoeffizienten  $D_{CO_2}$  ab. Dieser wird entscheidend geprägt durch die Kapillarporosität des Zementsteins. Er nimmt mit sinkendem  $w/z$ -Wert, steigendem Hydrationsgrad und daher mit zunehmender Nachbehandlungsdauer deutlich ab. Eine ausreichende Nachbehandlung ist für einen langsamen Carbonatisierungsfortschritt deswegen von besonderer Bedeutung, weil sie vor allem die Struktur der Randzonen eines Betonquerschnitts verbessert, welche der Carbonatisierung zuerst ausgesetzt sind [7.2].

Die Carbonatisierung des Zementsteins verändert seine Porenstruktur. Bei Betonen aus Portlandzement wurde eine deutliche Reduktion der Kapillarporosität beobachtet, die auch eine Erhöhung von Druckfestigkeit und Oberflächenhärte zur Folge hat. Bei Betonen aus Hochofenzementen nimmt die Reduktion der Kapillarporosität mit steigendem Hüttensandgehalt ab. Darüber hinaus hat die Carbonatisierung bei Betonen aus hüttensandreichen Hochofenzementen eine Verschiebung der Porengrößenverteilung in Richtung größerer Poren und damit eine Erhöhung von  $D_{CO_2}$  und eine Beschleunigung des Carbonatisierungsfortschritts zur Folge, die aber durch Reduktion des Wasserzementwerts oder eine verbesserte Nachbehandlung ausgeglichen werden kann. Die Permeabilität von nicht carbonatisiertem Beton gegen Luft kann als Maß für die Carbonatisierungstiefe nach einer bestimmten Carbonatisierungsdauer herangezogen werden. Dies geht aus Bild 23 hervor, in dem das Quadrat der Carbonatisierungstiefen nach einjähriger Lagerung bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte von Betonproben mit unterschiedlichen Wasserzementwerten und Nachbehandlungsdauern in Abhängigkeit vom Permeabilitätskoeffizienten gegen Luft am Ende der Nachbehandlung, d. h. zu Beginn der Carbonatisierung aufgetragen sind. Für Betone aus Portland- oder Portlandhüttenzement und für Betone, bei denen bis zu 20 % des Zements durch Flugasche ersetzt wurden, ist dieser Zusammenhang von Betonzusammensetzung und Nachbehandlungsdauer unabhängig. Er gilt aber nicht für Betone aus

hüttensandreichen Zementen. Solche Betone weisen wegen der schon beschriebenen Vergrößerung der Porenstruktur durch die Carbonatisierung bei gegebener Permeabilität gegen Luft des nicht carbonatisierten Betons eine größere Carbonatisierungstiefe auf als Betone aus Portlandzementen.

Vielfach wurde der Versuch unternommen, die Carbonatisierungstiefe bei einem bestimmten Betonalter und die Festigkeitsklasse des Betons zu korrelieren [7.4]. Dies kann aber nur sehr eingeschränkt gelingen, siehe [7.48] und Abschn. 7.2. Tatsächlich nimmt mit steigender Betondruckfestigkeit die Carbonatisierungsgeschwindigkeit deutlich ab. Dies ist wegen der Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Kapillarporosität und damit vom Wasserzementwert auch zu erwarten. Nicht ausreichend erfasst wird damit aber insbesondere der Einfluss der Nachbehandlungsdauer: Eine zu kurze Nachbehandlung wirkt sich auf die Carbonatisierungsgeschwindigkeit viel deutlicher als auf die Druckfestigkeit von Beton aus. Auch der Einfluss des Feuchtegehalts von Beton auf den Carbonatisierungsfortschritt wird über die Druckfestigkeit nicht erfasst: So ist die Carbonatisierungstiefe bei einem gegebenen Betonalter in Betonkonstruktionen, die vor Regen geschützt sind, deutlich höher als in Bauwerken, die dem Regen unmittelbar ausgesetzt sind. Zu beachten ist ferner, dass an Mikrorissen und Fehlstellen im Beton sowie an Rissen in Stahlbetonbauteilen die Carbonatisierungstiefe deutlich größer ist als die mittlere Carbonatisierungstiefe eines riss- und fehlerfreien Betons.

Inwieweit die Carbonatisierung von Beton tatsächlich zur Korrosion der Bewehrung von Beton führt,



**Bild 23.** Carbonatisierungstiefe nach 1 Jahr Lagerung bei 20 °C, 65 % r. f., in Abhängigkeit vom Permeabilitätskoeffizienten des Betons gegen Luft im Alter von 56 Tagen; Betone aus Portlandzement, Portlandhüttenzement (EPZ) und Portlandzement mit Flugasche [7.3]

hängt neben der Carbonatisierungstiefe in entscheidendem Maß vom Feuchtegehalt des Betons in Höhe der Bewehrung und von der Dicke der Betonüberdeckung ab. Korrosionsschäden können in Betonbauwerken im Allgemeinen nur dann auftreten, wenn ein ausreichendes Feuchteangebot, z. B. durch Schlagregen zur Verfügung steht. Dann ist, wenn man von offensichtlichen betontechnologischen Fehlern absieht, der Carbonatisierungsfortschritt aber so langsam, dass die Carbonatisierungstiefe auch nach vielen Jahrzehnten kleiner als die in DIN EN 1992-1-1 geforderten Mindestmaße der Betondeckung ist. Korrosion der Bewehrung in carbonatisiertem Beton wird daher an Bauwerken meist nur dann beobachtet, wenn die tatsächliche Betondeckung, u. U. auch nur örtlich, deutlich kleiner war als in den Normen gefordert. Ein solches Verhalten kann aber in anderen Klimazonen nicht vorausgesetzt werden, wenn z. B. einer monatelangen regenlosen Zeit mit schnellem Carbonatisierungsfortschritt eine längere Regenperiode folgt, während der Beton bis zur Bewehrung durchfeuchtet wird.

Die Kenntnis der physikalischen und chemischen Zusammenhänge der Carbonatisierung reicht heute aus, um ein Dauerhaftigkeitsbemessungskonzept aufzustellen [7.17, 7.45]. Als Eingangsgrößen müssen die Eigenschaften des Betons und die Betondeckung bekannt sein. Die Differentialgleichung des Carbonatisierungsfortschritts wird so dargestellt, dass die Einflüsse der Betonzusammensetzung, der Nachbehandlung, der Umgebungs- $\text{CO}_2$ -Konzentration, das Betonalter und eine Witterungsfunktion eingegeben werden. Die Witterungsfunktion berücksichtigt hauptsächlich die Häufigkeit von Regenerereignissen und die Orientierung zu einer Himmelsrichtung. Damit lässt sich der Carbonatisierungsfortschritt berechnen. Die Carbonatisierungstiefe wird der vorhandenen Betondeckung gegenübergestellt. Beide Größen können einer gewissen Streuung unterliegen, sodass schließlich ein probabilistischer Ansatz gewählt werden muss. Berechnet wird ein zeit- bzw. bauwerksaltersabhängiger Zuverlässigkeitsindex, der angibt, mit welcher Wahrscheinlichkeit die Carbonatisierungsfront zu einem bestimmten Zeitpunkt eine bestimmte Tiefe, z. B. die Tiefe der Bewehrungslage, erreicht.

### 7.3.3 Eindringen von Chloriden

Je nach Umgebungs- und Nutzungsbedingungen können in Beton- und Stahlbetonkonstruktionen Chloride eindringen. Quellen von Chloriden sind insbesondere Tausalzlösungen und Meerwasser. Aber auch die Einwirkung von Industrieabwässern oder von PVC-Brandgasen kann eine Chloridbeaufschlagung des Betons zur Folge haben. Während Chloride sich auf die Eigenschaften des erhärteten Betons im Allgemeinen nur wenig auswirken, zerstören sie auch in nicht-carbonatisiertem Beton die Passivschicht auf der Oberfläche von Stählen und

lösen dann unter bestimmten Bedingungen die sog. Chloridkorrosion des Stahls aus. Beton kann je nach Zementart und Zementgehalt eine bestimmte Menge an Chloridionen chemisch oder physikalisch binden. Maßgebend für die Chloridkorrosion ist aber der Gehalt an freien Chloridionen im Porenwasser des Betons.

Chloride dringen durch die Kapillarporen des Zementsteins und der Kontaktzone Zementstein/Zuschlag sowie durch Mikrorisse in den Beton ein. Der Transport erfolgt dabei sowohl durch Ionendiffusion im Porenwasser als auch durch kapillares Saugen von Salzlösungen mit nachfolgender Umverteilung der Chloridionen durch Diffusion, siehe dazu u. a. [7.16].

Erfolgt der Transport durch Diffusion, so gilt das 2. Fick'sche Gesetz für stationäre Diffusionsvorgänge nach Gl. (7.5a). Mit dem 2. Glied dieser Gleichung wird berücksichtigt, dass ein Teil der Chloride  $C_{\text{gb}}$  gebunden wird. Anstelle dessen wird häufig der Diffusionskoeffizient  $D_{\text{cl}}$  für Chloridionen in wässriger Lösung durch einen effektiven Diffusionskoeffizienten  $D_{\text{eff}}$  ersetzt.

Dann gilt Gl. (7.5b).

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_{\text{Cl}} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \frac{\partial C_{\text{gb}}}{\partial t} \quad (7.5a)$$

$$\frac{\partial C_{\text{frei}}}{\partial t} = D_{\text{eff}} \frac{\partial^2 C_{\text{frei}}}{\partial x^2} \quad (7.5b)$$

In Gl. (7.5b) bedeuten  $C_{\text{frei}}$  die Konzentration freier Chloridionen  $[\text{g}/\text{m}^3]$  zum Zeitpunkt  $t$  an der Stelle  $x$ ,  $t$  die Dauer der Chlorideinwirkung  $[\text{s}]$ ,  $x$  die Ortskoordinate  $[\text{m}]$  und  $D_{\text{eff}}$  der effektive Diffusionskoeffizient für Chloridionen in wässriger Lösung  $[\text{m}^2/\text{s}]$ , welcher die Bindekapazität des Betons in Abhängigkeit von der Bindemittelart berücksichtigt. Eine Lösung von Gl. (7.5b) führt zu einer Abhängigkeit der Eindringtiefe von Chloriden einer bestimmten Konzentration nach der Beziehung

$d_{\alpha} \sim \sqrt{D_{\text{eff}}}$ . Der effektive Diffusionskoeffizient

hängt einerseits von der Kapillarporengröße des Zementsteins, andererseits von der Bindekapazität des Betons und damit von der Zementart ab (siehe dazu u. a. [7.18, 7.19]). Mit sinkendem Wasserzementwert und verbesserter Nachbehandlung nimmt  $D_{\text{eff}}$  ab. Deutlicher ist jedoch der Einfluss des Hütten sandgehalts bei Betonen aus Hochofenzementen: Nach [7.20] bewirkt eine Reduktion des Wasserzementwerts von 0,66 auf 0,50 eine Reduktion von  $D_{\text{eff}}$  um ca. 60 %. Eine Erhöhung des Hütten sandgehalts des Zements von 15 % auf 60 % hat eine Reduktion von  $D_{\text{eff}}$  um nahezu eine Größenordnung zur Folge. Ähnlich günstig wirkt sich der Zusatz von Flugasche oder silikatischen Feinstäuben aus [2.27, 7.21]. Nach den Angaben in [7.22] kann bei



Betonen mit  $0,4 < w/z < 0,6$  aus Portlandzement von  $1 \cdot 10^{-12} < D_{\text{eff}} < 10 \cdot 10^{-12} [\text{m}^2/\text{s}]$  und bei Beton aus Hochofenzementen mit einem Hütten-sandgehalt von ca. 60 % von  $0,5 \cdot 10^{-12} < D_{\text{eff}} < 1 \cdot 10^{-12} [\text{m}^2/\text{s}]$  ausgegangen werden.

Wesentlich leistungsfähiger als der Chloridtransport durch Diffusion ist der Transport von Chloridionen durch kapillare Aufnahme von Chloridlösungen. Dieser Transportmechanismus ist vor allem dann von Bedeutung, wenn ein Betonbauteil mehrfach mit einer Chloridlösung beaufschlagt wird, dazwischen aber wieder abtrocknen kann. Eine Vorhersage des Eindringens von Chloriden wird vor allem dadurch erschwert, dass unter wirklichkeitsnahen Bedingungen häufig ein Mischtransport vorliegt und dass die Randbedingungen, insbesondere Chloridbeaufschlagung der Oberfläche, der Feuchtegehalt des Betons und die Temperatur, über die Zeit nicht konstant sind. Ein Arbeitsausschuss von RILEM befasste sich mit dem Thema [7.23].

Hinsichtlich der Modellierung des Transports von Chloriden in Beton gibt es verschiedene Ansätze, wovon die wichtigsten z. B. in [7.49] zusammengestellt sind. Im MC 2010 [6.41] ist ein Transportmodell angegeben, welches sich aus der Anwendung der Differenzialgleichung (7.5) ergibt. Es erlaubt die Berechnung der Chloridkonzentration in Abhängigkeit vom Abstand von der Betonoberfläche und berücksichtigt zahlreiche Einflussgrößen, wozu u. a. das Betonalter, die Umweltbedingungen und ein wirksamer Diffusionskoeffizient gehören. Dieser maßgebende Kennwert ist aus einer Analyse experimenteller Daten für den betrachteten Beton zu bestimmen, wodurch eine zuverlässige Prognose der diffusionsgesteuerten Chlorideindringung gewährleistet wird. Die an sich wünschenswerte Verwendung der Betongüte bzw. der Betonfestigkeit als möglichen Ersatzinflussparameter wäre mit großen Unsicherheiten bzw. Streuungen verbunden. Diesbezüglich gilt das bereits vorangehend für die Carbonatisierung des Betons Gesagte; siehe hierzu auch Abschn. 7.2 und [7.48]. Basierend auf dem Modellansatz in [6.41] ist eine Lebensdauerprognose bzw. die Bemessung auf Lebensdauer für die chlorinduzierte Bewehrungskorrosion möglich. Das Prinzip der Vorgehensweise ist vorangehend in Abschn. 7.3.2 aufgezeigt.

Häufig stellt sich die Frage nach dem kritischen Chloridgehalt des Betons, bei dem mit einem Verlust des Korrosionsschutzes der Bewehrung zu rechnen ist. Wesentlich hierfür ist der Gehalt an freien Chloriden im Porenwasser, der nur schwierig zu bestimmen ist, sodass im Allgemeinen nur der Gesamtchloridgehalt des Betons bekannt ist. Nach [7.24] werden in einem Beton aus Portlandzement etwa 0,4 Gew.-%  $\text{Cl}^-$ , bezogen auf das Zementgewicht, gebunden. Daraus wurde ein zulässiger Schwellenwert von 0,4 Gew.-% abgeleitet. DIN

1045-2 enthält zwei Klassen für den höchst zulässigen Chloridgehalt von Beton, und zwar 0,40 %  $\text{Cl}^-$  bezogen auf den Zementgehalt für Stahlbeton und 0,20 %  $\text{Cl}^-$  für Spannbeton. Die Forderung nach unkritischen Chloridgehalten wird als erfüllt angesehen, wenn der Chloridgehalt jedes Ausgangsstoffes (Zement, Wasser, Betonzusatzmittel und -zusatzstoffe) den nach den Regelwerken zulässigen Wert einhält. Für Gesteinskörnungen gelten folgende Grenzwerte: 0,04 M.-% bei Stahlbeton und 0,02 M.-% bei Spannbeton. Bei Zementart CEM III gilt als Grenzwert 0,10 M.-% für alle Betone.

Maßgebend für das Einsetzen einer Chloridkorrosion ist jedoch eine Vielzahl von Parametern, die durch einen einzigen Grenzwert nicht erfasst werden können. Nach [7.25] ist der wichtigste Parameter das Verhältnis  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  in der Porenlösung, das größer als etwa 0,6 sein muss, ehe mit Chloridkorrosion zu rechnen ist. Darüber hinaus sind vor allem der pH-Wert der Porenlösung, der Feuchtegehalt des Betons, die Verfügbarkeit von Sauerstoff und die Bindemittelart wesentliche Parameter. In kritischen Fällen sollte daher zur Beurteilung der Zulässigkeit eines Chloridgehalts im Beton stets ein Fachmann herangezogen werden.

Für die meisten Fälle der Praxis schreibt DIN 1045-2 Mindestanforderungen vor, um Chloridkorrosion zu vermeiden (Tabelle 34). Dabei wird nicht unterschieden, ob Chlorid aus Meerwasser stammt oder aus anderen Quellen. Für die Risikostufe 1 (XD1 und XS1) gilt ein  $w/z$ -Wert von 0,55, ein Mindestzementgehalt von  $300 \text{ kg/m}^3$  und eine Mindestfestigkeitsklasse C30/37. Für diese Fälle mit geringem Chloridangebot aus der Umgebung und Nutzung wird angenommen, dass die Dichtheit des Betons ausreichend ist. Für die Risikostufe 2 (XD2 und XS2) beträgt der  $w/z$ -Wert 0,50, der Zementgehalt  $320 \text{ kg/m}^3$  und die Festigkeitsklasse C35/45. Auf dieser Stufe muss man davon ausgehen, dass Chlorid durch Diffusion in der Porenlösung des Betons bis zur Bewehrung wandert. Damit der kritische Chloridgehalt während der Nutzungsdauer nicht erreicht wird, werden in DIN 1045-2 höhere Anforderungen an die Dichtheit des Betons gestellt. Während auf der Stufe 2 der Beton überwiegend oder ständig nass ist, ist er auf Stufe 3 abwechselnd nass und trocken. Damit stehen alle Faktoren für Chloridkorrosion zur Verfügung: Chlorid für die Depassivierung des Stahls, Wasser für eine hohe elektrische Leitfähigkeit des Betons und Sauerstoff zusammen mit Wasser für die Bildung von Rost. Um dies zu verhindern, fordert DIN 1045-2 einen sehr dichten Beton mit einem höchstzulässigen  $w/z$ -Wert von 0,45. Für die schützende Einbettung des Stahls sind alle Zemente nach DIN EN 197-1 geeignet, wobei in den vorangegangenen Abschnitten deutlich wurde, dass Betonzusatzstoffe und Hochofenzemente bei ständigem Wasserkontakt zu besonders dichten Betonen führen.



## 7.4 Frostwiderstand

Beton kann durch häufige Frost-Tauwechsel geschädigt oder zerstört werden, wenn seine Poren so weit wassergefüllt sind, dass der Beton einen kritischen Sättigungsgrad aufweist. Wegen des Einflusses von Oberflächenkräften in den feinen Kapillarporen des Zementsteins sowie der Gefrierpunktniedrigung durch gelöste Stoffe im Porenwasser gefriert das Wasser im Zementstein noch nicht bei 0°C. Vielmehr nimmt der Anteil des gefrierbaren Wassers mit weiter sinkender Temperatur stetig zu. Hydrostatische Drücke im noch nicht gefrorenen Wasser, ausgelöst durch die Volumenvergrößerung des gefrorenen Wassers, osmotische Drücke sowie eine Umlagerung des Wassers im Porensystem des Zementsteins können dann zu so hohen inneren Spannungen führen, dass der Beton zerstört wird (siehe dazu u. a. [7.26–7.28]). Auch bei einem hohen Sättigungsgrad können Betone einen hohen Frostwiderstand aufweisen, wenn durch künstlich eingeführte, fein verteilte Luftporen ein ausreichender Expansionsraum geschaffen wird (siehe u. a. [7.29]. Über Prüfmethoden zur Bestimmung des Frost- und des Frost-Taumittelwiderstandes wird u. a. in [7.30–7.34] berichtet.

Ein hoher Frostwiderstand des Betons erfordert die Einhaltung einiger Regeln hinsichtlich der Betonzusammensetzung [7.50]. Grundsätzlich sollte die Bindemittelmatrix des Betons eine hohe Festigkeit und Dichtigkeit aufweisen. Erreicht wird dies durch hinreichend kleine Wasserzement- bzw. Wasserbindemittelwerte, deren obere Grenzen in DIN 1045-2 genannt sind (s. Tabelle 35). Hierdurch wird einerseits erreicht, dass etwaige Gefügestressspannungen infolge der durch Eisbildung entstehenden Sprengdrücke bis zu einer gewissen Grenze rissefrei aufgenommen werden können, andererseits beugt die Dichtigkeit einer zu hohen Wassersättigung vor. In diesem Zusammenhang spielt auch die Nachbehandlung eine wichtige Rolle, da sie für die Ausbildung einer dichten Betonrandzone ausschlaggebend ist. Der Einsatz künstlicher Luftporen schafft Expansionsraum für das gefrierende Wasser und bewirkt gleichzeitig eine Kapillarbrechung, die die Wasseraufnahme über das Kapillarporensystem behindert, sodass kritische Sättigungsgrade nicht bzw. nur nach sehr langer Wassereinwirkung erreicht werden können. Der Wirkungsmechanismus der Luftporen ist in Abschnitt 7.5 etwas näher erklärt. Auf ihren Einsatz kann verzichtet werden, wenn der Wasserzementwert kleiner 0,35 ist. Schließlich muss die verwendete Gesteinskörnung selbst einen ausreichend hohen Frostwiderstand besitzen. Dies kann mithilfe der in DIN EN 1367 genannten Verfahren überprüft werden.

DIN 1045-2 unterscheidet zwei Expositionsklassen hinsichtlich des Frostangriffs: XF1 bei mäßiger Wassersättigung und XF3 bei hoher Wassersätti-

gung. In XF1 fallen Außenbauteile, die dem Regen direkt ausgesetzt sind und wieder abtrocknen. Hier wird ein höchster  $w/z$ -Wert von 0,60 zugelassen, eine Mindestfestigkeitsklasse von C25/30 mit einem Mindestzementgehalt von 280 kg/m<sup>3</sup>. Diese Anforderungen stimmen genau mit denjenigen für die Expositionsklasse XC4 überein (siehe Tabelle 35). Im Fall hoher Wassersättigung sind zwei Optionen möglich, einmal ein besonders dichter Beton mit  $w/z \leq 0,50$  und C35/45 oder ein Luftporenbeton C25/30 mit 4,0 Vol.-% Mindestluftporengehalt und  $w/z \leq 0,55$ . Der Mindestluftporengehalt ist vom Größtkorn des Zuschlags abhängig, bei kleinem Korn ist er größer als bei großem Korn (siehe Tabelle 35). Bei XF1 müssen die Zuschläge die Anforderung F<sub>4</sub>, bei XF3 die Anforderung F<sub>2</sub> an den Frostwiderstand von Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620 erfüllen. Aber auch dann kann nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden, dass nach Frostbeanspruchung einzelne Zuschläge an horizontalen Oberflächen ausfrieren (sog. Popout). Bei XF1 und XF3 können alle Zemente nach DIN EN 197-1 verwendet werden, auch können Betonzusatzstoffe des Typs II auf den Mindestzementgehalt und den höchstzulässigen  $w/z$ -Wert angerechnet werden.

## 7.5 Frost- und Taumittelwiderstand

Werden Betonoberflächen, z. B. bei Straßen, Gehwegen oder Brücken, im Winter zur Beseitigung oder Freihaltung von Schnee und Eis mit Taumitteln beaufschlagt, so unterliegen sie einer Beanspruchung, die deutlich schärfer als die reine Frostbeanspruchung ist. Ursachen sind u. a. eine Erhöhung des Sättigungsgrades des Betons mit der Anzahl von Frost-Tauwechseln sowie eine Reihe anderer physikalischer Einwirkungen, siehe dazu u. a. [7.28]. Das am häufigsten verwendete Taumittel ist Natriumchlorid, das zu keinem wesentlichen chemischen Angriff des Betons führt. Andere Taumittel, z. B. Magnesiumchlorid, Harnstoffe und Alkohole können, insbesondere bei nicht optimal zusammengesetzten und nachbehandelten Betonen, auch eine Schädigung durch chemischen Angriff bewirken [0.1, 7.35].

Grundsätzlich gelten für die Erzielung eines hohen Frost- und Taumittelwiderstands eines Betons dieselben Regeln wie für einen hohen Frostwiderstand, allerdings in verschärfter Form. Ein niedriger Wasserzementwert und künstliche Luftporen sollen für einen hohen Frost-Taumittelwiderstand sorgen. Das im Frischbeton erzeugte Luftporensystem, das im erhärteten Beton als Expansionsraum für das unter Druck stehende Wasser im Zementstein dient, kann nur wirksam sein, wenn es sich auch über lange Zeiten nicht mit Wasser füllt. Diese Forderung wird im Allgemeinen nur von sehr kleinen Poren mit Durchmesser  $< 0,30$  mm erfüllt. Darüber hinaus muss der Abstand eines beliebigen Punktes im Zement-

stein bis zur nächsten Luftpore möglichst gering sein, um die Höhe der entstehenden hydrostatischen Drücke durch gespanntes Wasser zu begrenzen bzw. den Abbau eines hydrostatischen Druckes in den Poren des Zementsteins zu ermöglichen. Luftporensysteme werden daher durch zwei Kennwerte charakterisiert: Der Mikroluftporengehalt  $L\ 300$  – er gibt den Gehalt an Luftporen  $< 0,30\text{ mm}$  an und soll  $1,5\text{ Vol.}\%$  nicht unterschreiten – und der Abstandsfaktor  $AF$  als Maß für den größten Abstand eines Punktes im Zementstein von der nächsten Luftpore, der nicht größer als  $0,20\text{ mm}$  sein darf. Diese Kennwerte können zz. nur am erhärteten Beton mithilfe mikroskopischer Verfahren zuverlässig bestimmt werden. Bei der Verwendung von LP-Mitteln nach DIN EN 934 und sachgerechter Herstellung des Betons kann davon ausgegangen werden, dass die Anforderungen an die Kennwerte  $L\ 300$  und  $AF$  eingehalten sind, wenn der Frischbeton die Mindestluftgehalte nach Tabelle 35 aufweist.

Maßgebend für den Frost- und Taumittelwiderstand von Beton ist der Luftgehalt des Zementsteins bzw. des Feinmörtels. Da der Feinmörtelgehalt mit steigendem Größtkorn des Zuschlags im Allgemeinen abnimmt, ist der nach Tabelle 35 erforderliche Luftgehalt des Betons umso geringer, je größer das Zuschlaggrößtkorn. Höhere Luftgehalte des Frischbetons können erforderlich sein, wenn der Feinmörtel- bzw. Mehlkorngehalt des Betons sehr hoch ist. Zu berücksichtigen ist bei LP-Beton auch, dass der Mikroluftporengehalt durch die Zugabe eines Fließmittels beeinträchtigt sein kann. Aus diesem Grunde sind bei LP-Beton mit Fließmittel und bei LP-Fließbeton der Mikroluftporengehalt und der Abstandsfaktor am erhärteten Beton zu prüfen.

Einen hohen Frost- und Taumittelwiderstand kann Beton auch aufweisen, dem anstelle luftporenbildender Zusatzmittel Mikrohohlkugeln in so großer Menge zugemischt werden, dass im erhärteten Beton der geforderte Abstandsfaktor nicht überschritten und der geforderte Mikroluftporengehalt nicht unterschritten wird. Der Luftgehalt des Frischbetons ist in diesem Falle in der Regel deutlich kleiner und kein Maß mehr für einen ausreichenden Mikroluftporengehalt (siehe dazu [7.36]).

In erdfeuchtem Beton, wie er bei der Herstellung einiger Betonwaren verwendet wird, kann – abgesehen von der Zugabe der vergleichsweise teuren Mikrohohlkugeln – ein Gehalt an Mikroluftporen in der erforderlichen Menge im Allgemeinen nicht erzeugt werden. Für solche Betone kann bei sachgerechtem Vorgehen trotzdem ein ausreichender Frost- und Taumittelwiderstand erwartet werden, wenn die Hinweise der Tabelle 35 beachtet werden. Der ausreichende Widerstand solcher Betone gegen Frost- und Taumittelangriff ist darauf zurückzuführen, dass sie aufgrund ihres niedrigen  $w/z$ -Wertes bei guter Nachbehandlung eine geringe Menge an

gefrierbarem Wasser aufweisen und so dicht sind, dass sie je nach Umweltbedingungen nur selten oder nie einen kritischen Sättigungsgrad erreichen. Neben der Verwendung von LP-Mitteln oder Mikrohohlkugeln ist die Erzeugung sehr dichter Betone nach dem heutigen Stand von Wissenschaft und Technik der einzige Weg, Betone mit hohem Frost- und Taumittelwiderstand herzustellen.

DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 unterscheiden zwei Expositionsklassen für Frostangriff mit Taumittel bzw. Meerwasser: XF2 bei mäßiger Wassersättigung und XF4 bei hoher Wassersättigung. Dem Wassergehalt des Betons wird wie bei XF1 und XF3 auch hier ein hoher Stellenwert zuerkannt. Bei XF2 stehen wiederum zwei Optionen zur Verfügung, eine Betonzusammensetzung mit Luftporen und eine ohne Luftporen. Der Unterschied zwischen den Anforderungen an Betone für XF2 und XF3 liegt darin, dass bei XF2, d. h. bei Taumitteln, Zusatzstoffe vom Typ II zwar verwendet, aber nicht angerechnet werden dürfen. Diese Einschränkung gilt inzwischen nicht mehr für den Zusatzstoff Flugasche. Außerdem werden bei XF2 u. a. die folgenden Zemente ausgeschlossen: CEM II/A-P und CEM II/B-P. Der schärfste Frost-Taumittelangriff tritt bei XF4 auf. Dies sind die Fälle, bei denen der Beton eine hohe Wassersättigung erreichen könnte, z. B. horizontale Flächen oder Bauteile in der Wasserwechselzone, und auf die gleichzeitig Taumittel oder Meerwasser einwirken. Für XF4 fordert DIN 1045-2 ausschließlich Luftporenbeton mit einem höchstzulässigen  $w/z$ -Wert von 0,50. Betonzusatzstoffe dürfen verwendet, aber – mit Ausnahme von Flugasche – nicht auf den höchstzulässigen  $w/z$ -Wert und den Mindestzementgehalt angerechnet werden. Folgende Zemente werden als geeignet betrachtet: CEM I, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM II/A-D, CEM II/A-LL, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/A und CEM III/B. Bei CEM III/A gilt entweder eine Festigkeitsklasse  $\geq 42,5$  oder  $\geq 32,5\text{ R}$  mit  $\geq 50\text{ M.}\%$  Hüttensand. CEM III/B wird nur für zwei Anwendungsfälle vorgesehen

- a) Räumerlaufbahnen in Verbindung mit einer Mindestfestigkeitsklasse (40/50,  $w/z \leq 0,35$ , Mindestzementgehalt  $\geq 360\text{ kg/m}^3$  ohne Luftporen und
- b) Meerwasserbauwerke mit einer Mindestfestigkeitsklasse (35/45,  $w/z \leq 0,45$ , Mindestzementgehalt  $\geq 340\text{ kg/m}^3$ ).

Diese Ausnahmeregelung geht auf positive Praxiserfahrungen [7.37] zurück. Die Gesteinskörnung muss einen Widerstand  $MS_{25}$  bzw.  $MS_{18}$  nach DIN EN 12620 aufweisen.

Erfahrungen aus der Praxis und Forschungsergebnisse haben gezeigt, dass in Betonen aus sehr hüttensandreichen Hochofenzementen Mikroluftporen

den Frost- und Taumittelwiderstand nicht in dem Maße verbessern, wie das bei Zementen ohne bzw. mit geringeren Gehalten an Zumahlstoffen der Fall ist. Ursache für dieses Verhalten ist wahrscheinlich die sehr dichte Porenstruktur des Hochofenzementsteins, in dem künstliche Luftporen nicht oder nur bei sehr geringen AF-Werten wirksam werden. Dies bedeutet aber auch, dass sehr gut und über mehrere Wochen nachbehandelte Betone aus hüttensandreichen Hochofenzementen einen hohen Frost- und Taumittelwiderstand aufweisen können, da sie nur sehr langsam einen kritischen Sättigungsgrad erreichen [7.38]. Wesentlich ist in diesem Zusammenhang die in Abschn. 7.3.2 erläuterte Veränderung der Porenstruktur des Zementsteins durch Carbonatisierung. Die Verdichtung der Porenstruktur von Portlandzementstein als Folge der Carbonatisierung erhöht den Frost- und Taumittelwiderstand solcher Betone, während die Vergrößerung der Porenstruktur von Hochofenzementstein durch Carbonatisierung einen deutlichen Abfall des Frost- und Taumittelwiderstands zur Folge hat.

Von besonderer Bedeutung für den Frost- und Taumittelwiderstand ist die Nachbehandlung von Beton. So wird empfohlen, die Nachbehandlungsdauer von Betonen, die einem Frost- und Taumittelangriff ausgesetzt sind, deutlich zu erhöhen. Es kommt vor allem darauf an, dass die oberste Schicht des jungen Betons nicht vorzeitig austrocknet und damit die Porosität des Betons erhöht wird. Bei Frost- und Frost-Taumittelangriff sind die äußersten Millimeter entscheidend für die Dauerhaftigkeit. Vor allem bei heißem und windigen Wetter ist der Beton gefährdet. Daher sollten die Maßnahmen, wie sie in Abschnitt 3.6 behandelt wurden, unverzüglich nach dem Betonieren veranlasst werden. Eine zusätzliche Einhausung der Baustellenflächen bietet weiteren Schutz. Wesentlich ist aber auch, dass der Beton im Zeitraum zwischen dem Ende der Nachbehandlung und der ersten Taumittelbeanspruchung wenigstens einmal austrocknen kann, weil dadurch der Frost- und Taumittelwiderstand im Vergleich zu dauernd feucht gehaltenem Beton deutlich erhöht wird. Beton für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton nach ZTV Beton muss stets einen hohen Widerstand gegen Frost-Taumittelangriff aufweisen und ist daher als LP-Beton herzustellen. Über Herstellung, Verarbeitung und Prüfung von LP-Beton im Straßenbau siehe [7.39].

## 7.6 Widerstand gegen chemische Angriffe

Die Beurteilung des Angriffsvermögens von Wässern, Böden und Gasen erfolgt nach Tabelle 33.

Nach Abschn. 7.1 wird zwischen lösendem und treibendem chemischem Angriff auf Beton unterschieden. Lösend wirken z. B. saure und weiche Wässer, austauschfähige Salze sowie pflanzliche und tierische Öle und Fette. Treiben kann z. B. durch Sulfate

hervorgerufen werden. Die Grenzwerte gelten für stehendes und schwach fließendes, in großer Menge vorhandenes und direkt angreifendes Wasser. Der Angriffsgrad erhöht sich um eine Stufe, wenn zwei oder mehr Werte im oberen Viertel (beim pH-Wert im unteren Viertel) liegen. Dies gilt jedoch nicht für Meerwasser, da erfahrungsgemäß dichter Beton Meerwasser auf Dauer ausreichend widersteht. Das Angriffsvermögen des Wassers kann durch starkes Fließen, erhöhte Temperatur und hohen Druck vergrößert werden. Es nimmt jedoch mit abnehmender Durchlässigkeit des Bodens ab. Bodenproben müssen nur dann untersucht werden, wenn der Boden häufig durchfeuchtet wird und eine Wasserentnahme nicht möglich ist. Bei Aufschüttungen, bei Böden mit Industrieabfällen oder bei Anwesenheit von Sulfiden ist in der Regel eine weitergehende Untersuchung notwendig. Sind betonangreifende Industrieabgase in stärkerer Konzentration, z. B. in Filterkammern, in Kühltürmen oder in Abgasschornsteinen, vorhanden, so kann zur Beurteilung des Sachverhaltes die Hinzuziehung eines Fachmannes erforderlich sein.

Für Beton, der chemischen Angriffen ausgesetzt wird, sollten im Allgemeinen Gesteinskörnungen verwendet werden, die gegenüber den angreifenden Stoffen beständig sind. Schwachen Angriffen widersteht nach Tabelle 35 bei einer Expositionsklasse XA1 ein Beton mit  $w/z \leq 0,60$  ausreichend. Bei Beton mit hohem Widerstand gegenüber starkem chemikalischem Angriff (XA2) darf der Wasserzementwert 0,55 nicht überschreiten, siehe Tabelle 35. Gegen sehr starke Angriffe ist außer einem dichten Beton nach XA3 zusätzlich ein dauerhafter Schutz des Betons notwendig. Als Schutzschichten kommen dichte Kunststoffbeschichtungen, Dichtungsbahnen, Plattenverkleidungen, aber auch eine Vergrößerung des Betonquerschnitts in Betracht. Bei Stahlbeton muss auch die Betondeckung auf den jeweils vorhandenen Angriffsgrad abgestimmt sein. Unabhängig vom jeweils vorliegenden Angriffsgrad nach Tabelle 33 ist – abgesehen von Meerwasser – in der Regel bei Sulfatgehalten ab  $600 \text{ mg SO}_4^{2-}$  je Liter Wasser und ab  $3000 \text{ mg SO}_4^{2-}$  je kg Boden außer einem dem jeweiligen Angriffsgrad entsprechenden dichten Beton ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand (SR-Zement) zu verwenden.

Zahlreiche Angaben zum chemischen Angriff und zur Ausführung von dauerhaften Betonkonstruktionen werden in [7.51] gemacht. Sich speziell ergebende Problemstellungen in Bezug auf die Dauerhaftigkeit von Bauwerken im Untergrund sind in [7.52] behandelt.

In England sind in den letzten Jahren Schäden aufgetreten, die entweder durch einen sulfathaltigen Boden oder durch Oxidation sulfidhaltiger Böden verursacht wurden. Schäden zeigten sich in drei Erscheinungen infolge Bildung von Sekundärettringit

und Sekundärgips und Entfestigung durch Thaumassit. Bei Thaumassit handelt es sich um ein dem Ettringit ähnliches Mineral, das zusätzlich Carbonat enthält. Die Thaumassitbildung führt zu einer Auflösung der Zementsteinmatrix mit einer vollständigen Entfestigung des Betons. Thaumassitbildung ist möglich durch gleichzeitige Feuchteeinwirkung, Sulfatangriff, niedrige Temperaturen ( $< 15^{\circ}\text{C}$ ), carbonathaltige Betonbestandteile oder externe Carbonatquellen. Der DAFStb hat eine Expertengruppe eingesetzt, die zu folgendem Ergebnis kam: Zusammensetzungen von Beton nach DIN 1045-2 bei den Expositionsclassen XA1, XA2, XA3 (siehe Tabellen 32 und 35) haben gezeigt, dass keine Schäden infolge Sulfatangriff zu erwarten sind. Auch Betone aus Zement- Flugasche-Kombinationen (siehe Abschnitt 2.4.3) haben sich bewährt. Dennoch wird sich die Expertengruppe mit dem Prüf- und Bewertungshintergrund bei Laboruntersuchungen zum hohen Sulfatwiderstand besonders bei niedrigen Temperaturen und mit den Voraussetzungen für eine Thaumassitbildung weiter auseinandersetzen [7.40].

## 7.7 Verschleißwiderstand

Ein hoher Verschleißwiderstand wird gefordert, wenn Betonoberflächen durch schleifenden oder rollenden Verkehr, durch rutschendes oder aufprallendes Schüttgut, z. B. in Silos, durch ruckartiges Bewegen schwerer Gegenstände oder durch stark strömendes Wasser beansprucht werden [7.43]. Je nach Beanspruchungsart wird der Verschleißwiderstand von Beton von den Eigenschaften des Zuschlags, des Zementsteins oder des Zementstein/Zuschlagverbundes bestimmt. Nach [7.41] kommt der zur Beurteilung des Verschleißwiderstandes gewählten Prüfmethode besondere Bedeutung zu. Sie sollte der tatsächlichen Beanspruchung möglichst nahe kommen, da unterschiedliche Methoden zu einer unterschiedlichen Rangfolge des Verschleißwiderstands verschiedener Betone führen können.

Der Verschleißwiderstand von Beton nimmt mit abnehmendem Wasserzementwert und zunehmender Dauer der Nachbehandlung deutlich zu. Entsprechend steigt er mit steigender Betondruckfestigkeit. Dies wurde schon vor über 80 Jahren in den Arbeiten von *D. Abrams* aufgezeigt. Je nach Art der Beanspruchung kann auch die Art der verwendeten Gesteinskörnung von ebenso großem Einfluss auf den Verschleißwiderstand von Beton sein. Dies gilt insbesondere dann, wenn die Verschleißbeanspruchung zu einem flächigen Abtrag der Betonoberfläche führt. In [7.41] wird über Untersuchungen berichtet, bei denen sich der höchste Verschleißwiderstand für hochfeste Betone mit Wasserzementwer-

ten kleiner 0,30 unter Verwendung von Silicastaub als Betonzusatzstoff ergab.

Für den Hydroabrazionsverschleiß wird in [7.46] als maßgeblicher verschleißbestimmender Parameter das Produkt aus Betondruckfestigkeit und dynamischem E-Modul identifiziert. Je höher dieser Wert ist, desto geringer fällt der Verschleiß aus. Die aus Versuchen abgeleiteten Materialmodelle sind in ein probabilistisches Bemessungskonzept für den Hydroabrazionsverschleiß eingebaut.

Wegen der Abhängigkeit des Verschleißwiderstandes von der Druckfestigkeit fordert die DIN 1045-2 für Beton mit starkem Verschleißwiderstand (XM2) eine Festigkeitsklasse von mindestens C35/45 oder C30/37 mit Oberflächenbehandlung. Bei sehr starker Beanspruchung ist es erforderlich, eine Verschleißschicht mit Hartstoffzuschlägen nach DIN 1100 herzustellen. Sand- und hohlraumarme Zuschlaggemische nahe der Sieblinie A oder bei Ausfallkörnungen zwischen den Sieblinien B und U der Bilder 4 bis 7 sind zu empfehlen. Der Zementleimgehalt sollte möglichst niedrig gehalten werden. Nach DIN 1045-2 sollte der Zementgehalt bei einem Größtkorn des Zuschlags von 32 mm  $360 \text{ kg/m}^3$  nicht überschreiten. Von besonderer Bedeutung für den Verschleißwiderstand ist die Nachbehandlung, die den Hydrationsgrad der oberflächennahen Schichten bestimmt.

*Hinweis:* Erläuterungen zur Brandbeanspruchung enthält der Beton-Kalender 2005.

## 7.8 Feuchtigkeitsklassen nach Alkali-Richtlinie

Die Feuchtigkeitsklassen der Alkali-Richtlinie [7.47] sind in DIN EN 1992-1-1 und DIN 1045-2 mit der laufenden Nr. 8 übernommen worden. Ergänzt wird die Umweltbedingung Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion. Anhand der zu erwartenden Umgebungsbedingungen ist der Beton vom Tragwerksplaner einer von vier Feuchtigkeitsklassen zuzuordnen. In Abhängigkeit von der gewählten Feuchtigkeitsklasse ist bei der Betonherstellung eine geeignete Gesteinskörnung bzw. ein geeigneter Zement zu verwenden. Die Feuchtigkeitsklassen sind in den Ausführungsunterlagen anzugeben, sie haben jedoch keine direkten Auswirkungen auf die Bemessung. Die Festlegung der Feuchtigkeitsklassen erfolgt grundsätzlich anhand der im Einzelfall zu betrachtenden bauteilbezogenen Umgebungsbedingungen. In den Erläuterungen zur Alkali-Richtlinie wird eine Zuordnung von Feuchtigkeitsklassen zu Expositionsclassen für einige Fälle empfohlen, die in Tabelle 36 zusammengefasst wird.

**Tabelle 36.** Zusammenhang zwischen Feuchtigkeitsklassen und Expositionsklassen – beispielhafte Zuordnung nach [7.47]

	1	2	3	4
	Expositionsklasse	Umgebungsbedingungen	Feuchtigkeitsklasse <sup>1) 2) 3)</sup>	Bemerkung
1	XC1	trocken, ständig nass	WO WF	massige trockene Bauteile mit b bzw. h $\geq$ 800 mm in WF
2	XC3	mäßige Feuchte	WO oder WF	Beurteilung im Einzelfall
3	XC2, XC4, XF1, XF3	nass, selten trocken, wechselnd nass und trocken, mäßige bis hohe Wassersättigung, ohne Taumittel	WF	–
4	XF2, XF4 XD2, XD3, XS2, XS3	mäßige bis hohe Wassersättigung, mit Taumittel bzw. Salzwasser nass, selten trocken wechselnd nass und trocken	WA oder WS <sup>5)</sup>	Eintrag von Alkalien von außen (z. B. Chloride)
5	XD1, XS1, XA	mäßige Feuchte	WF <sup>4)</sup> oder WA oder WS <sup>5)</sup>	Beurteilung im Einzelfall

<sup>1)</sup> Im Regelungsbereich der ZTV-ING sind alle Bauteile im Bereich von Bundesfernstraßen in die Feuchtigkeitsklasse WA einzustufen.

<sup>2)</sup> Infolge der Bauteilabmessungen kann eine abweichende Einstufung erforderlich werden.

<sup>3)</sup> Werden Bauteile ein- oder mehrseitig abgedichtet, ist dies bei der Wahl der Feuchtigkeitsklasse zu beachten.

<sup>4)</sup> wenn die Alkalibelastung von außen gering ist.

<sup>5)</sup> Feuchtigkeitsklasse WS gilt i. d. R. nur für Fahrbahndeckenbeton der Bauklassen SV, I, II und III gemäß TL Beton-StB 07. Für Fahrbahndeckenbeton der Bauklassen IV, V und VI ist eine Einstufung in die Feuchtigkeitsklasse WA ausreichend.

## 8 Selbstverdichtender Beton

### 8.1 Allgemeines

Selbstverdichtender Beton ist ein Beton, der ohne Einsatz von Verdichtungsenergie selbst entlüftet, fließt und auch schwer zugängliche Stellen in der Schalung vollständig füllt. Der selbstverdichtende Beton wurde zunächst in Japan entwickelt als „Beton mit hohem Füllvermögen“ [8.1], später wurde er als „selbstverdichtender Beton“ bezeichnet [8.2]. Drei Gründe führten in Japan zur Entwicklung des selbstverdichtenden Betons: einmal wird die Betonierarbeit auf der Baustelle erleichtert, zum anderen wird kein Lärm beim Verdichten erzeugt, und schließlich werden Verdichtungsmängel weitgehend ausgeschlossen. Selbstverdichtender Beton entspricht nicht ganz dem heutigen deutschen Regelwerk, vor allem nicht hinsichtlich des nach DIN 1045-2 begrenzten Mehlkorngehalts und des übergroßen Ausbreitmaßes. Die Richtlinie des DAfStb „Selbstverdichtender Beton“ [8.3] schafft hier die nötigen Regeln.

Bei der Zusammensetzung üblicher Betone wird danach gestrebt, das Zuschlagsvolumen hoch und das Haufwerksporenvolumen möglichst klein zu halten. Dadurch wird im Festbeton eine direkte Kraftübertragung von Korn zu Korn mit nur einer geringen Zwischenschicht aus Zementmatrix erreicht. Im Frischbeton entsteht dadurch eine große Stabilität, verbunden mit hoher Viskosität. Seit der Entwicklung der Fließmittel gelingt es, solche Betone plastisch und sogar fließfähig zu machen. Selbstverdichtend wird ein Beton aber erst, wenn die größeren Zuschlagskörner sich beim Fließen nicht gegenseitig behindern. Dafür muss das Matrixvolumen auf ca. 40% erhöht werden. Zur Matrix zählen hier Mehlkorn, Wasser und Luftporen. Die bisherigen Erfahrungen zeigen, dass der Zementgehalt gegenüber üblichem Beton nicht erhöht zu werden braucht. Da der Wasserzementwert oder, bei Einsatz von reaktiven Zusatzstoffen, der Wasserbindemittelwert die Festigkeit und andere Festbetoneigenschaften bestimmt, kann dieser nicht beliebig erhöht werden. Damit verbleibt allein die Möglichkeit, re-



aktive und inerte Zusatzstoffe in größeren Mengen zuzugeben.

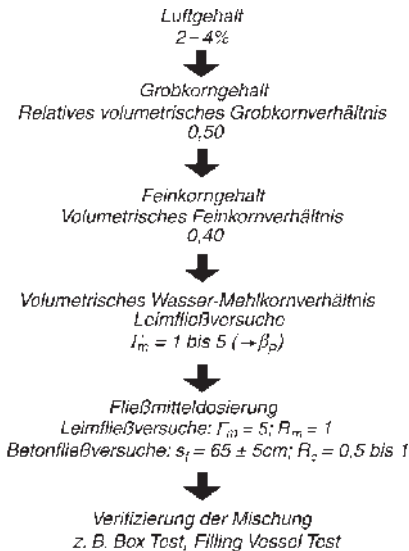
## 8.2 Mischungsentwurf

Beim Mischungsentwurf werden drei Typen von selbstverdichtendem Beton (SVB) unterschieden:

- der Mehlkorntyp,
- der Stabilisierertyp und
- der Kombinationstyp.

Wie der Name sagt, wird beim Ersten der Mehlkornanteil erhöht, beim Zweiten ein Stabilisierer verwendet oder aber es werden beide Möglichkeiten kombiniert. Bei Verwendung von stabilisierenden Zusatzmitteln kann SVB unempfindlicher gegenüber den die Mischung beeinflussenden Faktoren gemacht werden. Dadurch kann auch der Mehlkornanteil reduziert werden. Gebräuchlich ist der Mischungsentwurf nach *Okamura* [8.4]. Folgende Schritte sind dabei notwendig:

1. Der Luftgehalt der Frischbetonmischung wird festgelegt.
2. Das Volumen der groben Gesteinskörnung wird festgelegt.
3. Das Volumen der feinen Gesteinskörnung wird festgelegt.

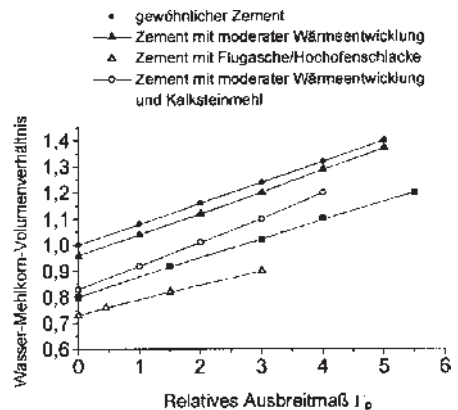


**Bild 24.** Vorgehensweise zur Herstellung eines SVB nach *Okamura* [8.4]

4. Das volumetrische Wasser-Mehlkorn-Verhältnis wird bestimmt.
5. Die optimale Dosierung betonverflüssigender Zusatzmittel wird am Beton bestimmt.
6. Die Mischung wird durch geeignete Prüfgeräte verifiziert.

Im Flussdiagramm (siehe Bild 24) ist die Vorgehensweise dargestellt.

Der Luftgehalt entspricht demjenigen normalen Betons, also ungefähr 1,5 bis 2 Vol.-%. Sind erhöhte Anforderungen an den Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand erforderlich, muss mit LP-Mitteln ein entsprechend höherer Luftgehalt eingestellt werden. Der Volumengehalt an groben Gesteinskörnungen beträgt etwa 50 % des Betonvolumens. In Deutschland wird meist ein Größtkorn von 16 mm gewählt. Das Sandvolumen wird auf 40 % des Mörtelvolumens festgelegt, wobei die Körner < 0,125 mm bereits zum Mehlkorn zu zählen sind. Die erforderliche Wassermenge für einen SVB ist mittels des Wasser-Mehlkorn-Verhältnisses zu ermitteln, die üblichen Werte liegen zwischen 0,30 und 0,35. Um einen Beton selbstverdichtend herzustellen, muss er eine hohe Fließfähigkeit bei einem gleichzeitig hohen Widerstand gegen Entmischen aufweisen. Beide Eigenschaften sind nur mit einer ausreichenden Menge Fließmittel zu erreichen. Die Fließmittelmenge ergibt sich aus Versuchen. Das optimale Verhältnis zwischen Wasser und Mehlkornvolumen wird mithilfe von zwei einfachen Versuchen bestimmt, dem sog. Setzfließversuch und dem Trichterauslaufversuch. Das Bild 25 zeigt die Beziehung zwischen relativem Ausbreitmaß  $\Gamma_p$  und Wasser-Mehlkorn-Volumenverhältnis. Der Schnitt-



**Bild 25.** Beziehung zwischen dem relativen Ausbreitmaß  $\Gamma_p$  und dem Wasser-Mehlkorn-Verhältnis [8.4]



punkt der erhaltenen Linien mit der Ordinate liefert den Wert  $\beta_p$  (Wasserrückhaltevermögen).

Ein anderer Ansatz des Mischungsentwurfs gelang mit der Korn-Gemisch-Prüfung (KGP) [8.10, 8.11]. Bei dieser Prüfung wird die Gesteinskörnung ab 0,125 mm in ein Prüfgefäß eingefüllt, verdichtet, mit Wasser geflutet und bis auf das anhaftende Wasser wieder getrocknet. Dabei lassen sich der Hohlraumgehalt und die anhaftende Wassermenge bestimmen. Mit einem angenommenen Wasser-Mehlkorn-Verhältnis (ca. 0,90) kann das Leimvolumen bestimmt werden, das für die Herstellung von SVB nötig ist. Der weitere Mischungsentwurf geschieht dann über die Schritte, die bei konventionellem Rüttelbeton üblich sind. Das Verfahren wurde an Praxismischungen im Transportbetonwerk erprobt und hat sich bei rundem und gebrochenem Korn bewährt.

Für verschiedene Fließmittelmengen werden Trichterauslaufversuche durchgeführt. Liegt die Auslaufzeit bei 9 bis 11 Sekunden, ist der Beton richtig zusammengesetzt. Die optimale Zusatzmitteldosierung ist erreicht, wenn das Ausbreitmaß im Setzfließversuch ca.  $650 \pm 50$  mm erreicht.

Eine typische Betonzusammensetzung enthält in Volumenanteilen 110 l Zement, 120 l Füller, 160 l Wasser und 10 l Luft je  $\text{m}^3$  Beton. Das restliche Volumen besteht aus Gesteinskörnung bis 16 mm. Unabdingbar ist die Zugabe von Fließmittel in hoher Dosierung. Damit wird ein Frischbeton erreicht, der fließt, sich nicht entmischt und selbst entlüftet. Rheologisch gesehen handelt es sich um eine dilatante Flüssigkeit, d. h. um eine Flüssigkeit, die bei geringer Schubspannung von selbst fließt und bei höherer Schubspannung ansteift (ähnlich einer Stärke-/Wassermischung). Verdichtung mit Rütteln ist also nicht hilfreich. Ohne Schlag zeigt der selbstverdichtende Beton ein Ausbreitmaß von 700 mm, d. h., die üblichen Konsistenzprüfverfahren sind nicht zielführend.

### 8.3 Frischbetonprüfverfahren an Mörtel

Die Prüfung des frischen SVB geschieht mit neuartigen Geräten bzw. Methoden [8.5]. Im Folgenden werden nur die in Deutschland gebräuchlichen beschrieben.

#### Ausbreitfließversuch (Spread test) für Mörtel und Leim<sup>2)</sup>

Zur Prüfung der Fließfähigkeit des Leims bzw. Mörtels wird ein Konus (nach *Hägermann*, DIN EN 1015-3) mit den in Bild 26 angegebenen Maßen auf eine saubere, glatte und mattfeuchte Oberfläche ge-

stellt und mit Leim oder Mörtel bis zum Rand gefüllt. Anschließend wird der Konus nach oben abgezogen, sodass der Mörtel nun lediglich unter der Einwirkung der Schwerkraft fließt. Die Größe des sich bildenden Ausbreitkuchens wird zur Beschreibung der Fließfähigkeit herangezogen.

In Japan wird nicht der Durchmesser des Ausbreitkuchens in cm oder mm angegeben, sondern ein auf den Öffnungsdurchmesser  $r_0$  des verwendeten Konus bezogener Wert ermittelt (Flächenverhältnis), der mit  $\Gamma_m$  für Mörtel bzw.  $\Gamma_p$  für Leim bezeichnet wird. Wenn  $r$  der mittlere Durchmesser des Ausbreitkuchens ist, errechnet sich dann  $\Gamma_m$  bzw.  $\Gamma_p$  mit folgenden Gleichungen:

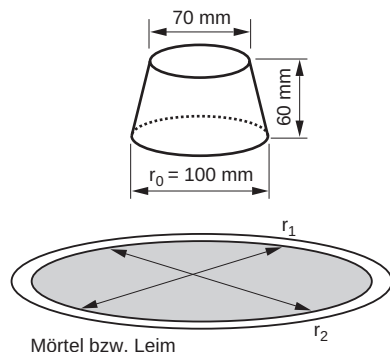
$$r = \frac{r_1 + r_2}{2} \quad [\text{mm}] \quad (8.1)$$

$$\Gamma_m \text{ bzw. } p = \left( \frac{r}{r_0} \right)^2 - 1 \quad (8.2)$$

Bei der Herstellung von SVB nach der Methode *Okamura* wird als Zielwert bei den Untersuchungen am Mörtel ein Wert von  $\Gamma_m = 5$  angestrebt. Dies entspricht bei Verwendung der oben abgebildeten Konusform nach *Hägermann* einem Durchmesser des Ausbreitkuchens von ca. 25 cm.

#### Trichterauslauf-Versuch für Mörtel (Funnel test for mortar)

Zur Beurteilung der Viskosität des zu untersuchenden Mörtels wird ein Auslauftrichter mit den in Bild 27 angegebenen Abmessungen verwendet. Der auf den Innenseiten saubere und mattfeuchte Trichter wird mit Mörtel bis zum Rand gefüllt. Anschließend wird die Zeitdauer in Sekunden ermittelt, die der Mörtel benötigt, um nach dem Öffnen der unten angebrachten Verschlussklappe aus dem Trichter auszulaufen. Der Mörtel ist umso höher viskos, je langsamer er ausläuft.



**Bild 26.** Ausbreitfließversuch für Mörtel/Leim

<sup>2)</sup> Die Abschnitte über die Prüfverfahren sind z. T. wörtlich aus [8.5] entnommen.

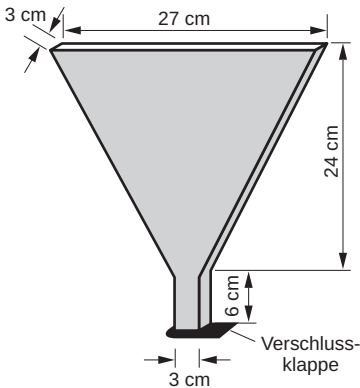


Bild 27. Trichterauslauf-Versuch für Mörtel

In der japanischen Literatur wird als Messgröße bei der Bestimmung der Auslaufzeit des Mörtels der Wert  $R_m$  verwendet. Er errechnet sich mit  $t$  in Sekunden wie folgt:

$$R_m = \frac{10}{t} \quad (8.3)$$

Bei der Herstellungsmethode von SVB nach der Methode *Okamura* wird angestrebt, die Viskosität des Mörtels so einzustellen, dass bei der Untersuchung des Mörtels mit Hilfe des abgebildeten Auslauftrichters ein Wert für  $R_m$  von 1,0 erhalten wird. Dies entspricht einer Auslaufzeit des Mörtels aus dem Trichter von 10 Sekunden.

## 8.4 Prüfungen am Beton

### Setzfließversuch (Slump-flow test)

In diesem Testverfahren wird ein Setztrichter, wie er zur Bestimmung des Slump-Maßes verwendet wird (siehe DIN EN 12350-2), auf einem ausreichend großen, sauberen und mattfleuchten Ausbreitisch (mind.  $800 \times 800$  mm) gestellt und anschließend mit Beton gefüllt. Im Anschluss daran wird der Trichter nach oben hin abgezogen, sodass der Beton nun unter der Einwirkung der Schwerkraft fließen kann (Bild 28). Als Setzfließmaß gilt der mittlere Durchmesser  $a$  des sich bildenden Ausbreitkuchens. Eine Unterstützung des Fließvorganges durch Schläge wie bei der Bestimmung des Ausbreitmaßes nach DIN EN 12350-5 findet nicht statt.

Als Wert des anzustrebenden mittleren Durchmessers werden in der Literatur für SVB ca.  $65 \pm 5$  cm genannt. Das Verfahren wird für Laboruntersuchungen und für Baustellenüberwachungen angewendet. Alternativ, und heute weit verbreitet, wird das Ver-

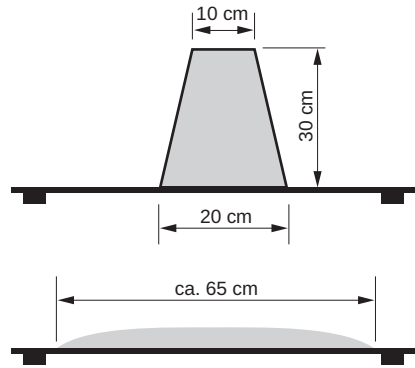


Bild 28. Setzfließversuch

fahren so durchgeführt, dass die kleinere Öffnung des Setztrichters nach unten zeigt.

Manchmal wird zusätzlich die Zeit bestimmt, die der sich ausbreitende Beton benötigt, um nach dem Abziehen des Trichters einen Durchmesser von 500 mm zu erreichen. Diese Zeit wird dann mit  $t_{500}$ -Zeit bezeichnet.

### L-Kasten-Versuch (L-box test)

Beim L-Kasten-Versuch wird eine winkelförmige Schalung mit den in Bild 29 angegebenen Maßen bei geschlossenem Schieber auf der Einfüllseite (vertikaler Schenkel) mit Beton gefüllt. Anschließend wird der Schieber geöffnet, sodass der Beton nun lediglich unter der Wirkung der Schwerkraft in den unteren, horizontalen Schenkel der Schalung fließen kann. Dabei muss er in der Regel ein Bewehrungshindernis aus drei Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser von ca. 16 mm überwinden. Durch die Anordnung mehrerer Bewehrungsstäbe

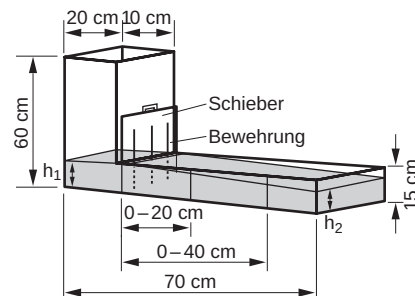


Bild 29. L-Kasten-Versuch

lässt sich die Anforderung an den Beton erhöhen. Bei der Prüfung werden die Höhen  $h_1$  und  $h_2$  jeweils an den Begrenzungswänden der Schalung ermittelt und die Zeitspannen bestimmt, die der Beton nach dem Öffnen des Schiebers benötigt, um die 20 bzw. 40 cm Markierung zu erreichen.

Das Verhältnis von  $h_2$  zu  $h_1$  sollte für selbstverdichtenden Beton größer als 0,80 sein. Zusätzlich zur Beurteilung der Nivellierung des Betons und der Fließzeiten wird bei dieser Testmethode auch die Neigung zum Blockieren (Blocking) erkennbar. Das in Schweden entwickelte Verfahren wird dort vornehmlich für Laboruntersuchungen, aber auch für Baustellenüberwachungen angewendet.

### Trichterauslauf-Versuch für Beton (V-funnel test for concrete)

Bei diesem Verfahren wird zunächst der Trichter mit den in Bild 30 genannten Maßen bis zum Rand mit Beton gefüllt. Anschließend wird die Verschlussklappe an der Unterseite geöffnet, sodass der Beton frei auslaufen kann, und die Zeitdauer dieses Auslaufvorganges gemessen.

In der Literatur wird die Auslaufzeit zur Beschreibung der Viskosität des selbstverdichtenden Betons verwendet. Je schneller er aus dem Trichter ausläuft, desto niedriger ist seine Viskosität. Für selbstverdichtenden Beton wird eine Auslaufzeit von ca. 12 Sekunden erwartet.

### Blockierring-Versuch (J-ring test)

Beim in Japan entwickelten Blockierringversuch (Bild 31) soll der selbstverdichtende Beton zwischen Bewehrungsstäben durchfließen, umso seine Neigung zum Blockieren beurteilen zu können. Dazu wird der Beton innerhalb des Metallrings (z. B. mit Setztrichter für Slump-Maß) zum Fließen gebracht. Die Bewehrungsstäbe, die durch einen Metallring mit  $\varnothing 30$  cm in regelmäßigen Abständen

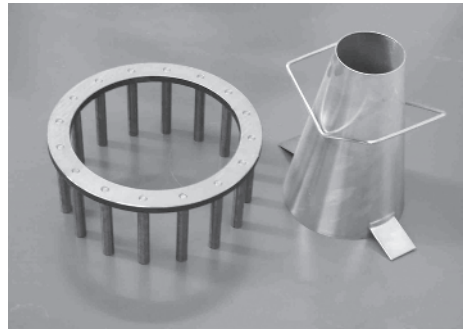


Bild 31. Blockierring und Trichter

gehalten werden, haben einen Durchmesser von 18 mm. In Abhängigkeit vom Größtkorn des Betons beträgt die Anzahl der Blockierstäbe 22 (Größtkorn 8 mm), 16 (Größtkorn 16 mm) bzw. 10 (Größtkorn 32 mm).

Die Anforderungen an den SVB können durch eine entsprechende Wahl der Durchmesser und der Abstände der Bewehrungsstäbe erhöht bzw. gesenkt werden (siehe [8.3]).

### Sedimentationsversuch (Sedimentation test)

In der Richtlinie des DAfStb „Selbstverdichtender Beton“ sind zwei Versuchsverfahren zur Bestimmung der Sedimentationsstabilität beschrieben. Beim ersten Versuch wird ein Kunststoffrohr von 500 mm Höhe und 100 mm Durchmesser mit SVB gefüllt. Nach dem Erhärten wird es der Länge nach mittig aufgetrennt und die Grobkornanordnung visuell geprüft. Beim zweiten Prüfverfahren wird eine dreiteilige Zylinderform übereinander gestellt. Die drei Teile können zu Erstarrungsbeginn mit einem Schieber voneinander getrennt werden, nachdem der Frischbeton eingefüllt ist. Anschließend wird der Inhalt der drei Teilzylinder gewogen, ausgewaschen, und es wird massenmäßig das Grobkorn bestimmt. Bei einem sedimentationsstabilen Fließbeton werden die Unterschiede zwischen oberem und unterem Teil gering sein. Bei einem nicht stabilen SVB werden sich Unterschiede ergeben. Als Zielwert kann man eine Abweichung von  $\pm 20\%$  Grobkorn gegenüber dem mittleren Gehalt des Grobkorns tolerieren.

Die Richtlinie SVB des DAfStb enthält ein sog. Verarbeitungsfenster. Bild 32 zeigt an der vertikalen Achse die Trichterauslaufzeit in Sekunden und an der horizontalen Achse das Setzfließmaß in mm. Der mittlere grau hinterlegte Bereich gibt ein sog. Verarbeitungsfenster wieder, d. h., wenn man sich in diesem Bereich befindet, ist die Wahrscheinlichkeit

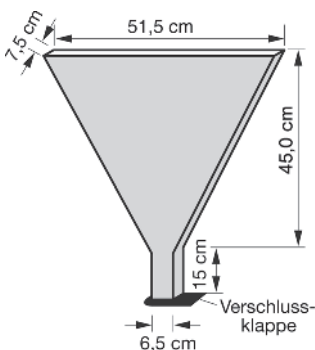
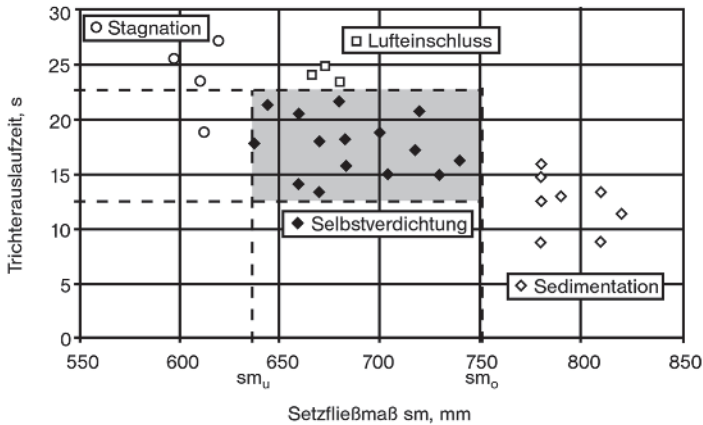


Bild 30. Trichterauslauf-Versuch für Beton



**Bild 32.** Beispiel für einen Verarbeitungsbereich eines SVB [8.3, 8.12]

sehr groß, dass es sich um einen gut verarbeitbaren SVB handelt. Links oben fließt der Beton weniger, man bezeichnet dies auch als Stagnation. Direkt über dem Fenster sind meist Lufteinschlüsse im Beton enthalten, und im rechten unteren Teil neben dem Fenster handelt es sich meistens um Betone, die sedimentieren. Das Fenster ist nicht als eine Konstante anzusehen, vielmehr sind die Eckwerte auch von der Temperatur abhängig. Die Grenzen des Fensters müssen in einer laufenden Produktion durch die werkseigene Produktionskontrolle kontinuierlich überprüft werden, da sie sich durch Schwankungen der Ausgangsstoffe verändern können.

Die genannten Prüfverfahren für selbstverdichtenden Beton sind inzwischen genormt und zwar der Setzfließversuch unter EN 12350-8, der Auslauftrichterversuch unter EN 12350-9, der L-Kasten-Versuch unter EN 12350-10 und der Blockierversuch unter EN 12350-12. Die Nummer EN 12350-11 gilt für die Bestimmung der Sedimentationsstabilität im Siebversuch. Dieser Versuch ist in Deutschland bisher nicht üblich. Bei der Durchführung wird ein 11 Liter fassender Behälter mit selbstverdichtendem Beton gefüllt und 15 Minuten ruhen gelassen. Wenn sich auf der Oberfläche Blutwasser bildet, wird dies dokumentiert. Danach werden 4,8 kg Beton auf ein Sieb mit quadratischen 5 mm großen Öffnungen entleert und 2 Minuten lang stehen gelassen. Die Menge, die durch das Sieb tropft, ergibt den Messwert in % der auf das Sieb gegebene Menge. In DIN EN 206-9 „Ergänzende Regeln für SVB“ sind zwei Sedimentationsstabilitätsklassen angegeben, eine mit  $\leq 20\%$  und eine mit  $\leq 15\%$ .

Ein kombiniertes Verfahren zur Beurteilung der Verarbeitbarkeit von SVB ist der Versuch mit dem Auslaufkegel [8.9]. Er kombiniert den Setzfließversuch mit dem Trichterauslaufversuch. Dazu wird ein üblicher Setztrichter oben und unten so verlängert, dass eine untere Auslauföffnung mit 63,5 mm Durchmesser entsteht. Der Kegel wird so auf ein Stativ gesetzt, dass der Abstand der Öffnung zum Setzfließtisch 300 mm beträgt. Die Öffnung wird zunächst mit einem Schieber geschlossen und der Kegel wird mit derselben Menge SVB gefüllt wie ein gewöhnlicher Setztrichter. Die Kegelauslaufzeit korreliert sehr genau mit der Auslaufzeit im Trichterauslaufversuch und das Kegelfließmaß ist dasselbe wie das übliche Setzfließmaß. Die neue Versuchsart ist sehr zeitsparend und kann sowohl im Labor wie auf der Baustelle eingesetzt werden. Die neue SVB-Richtlinie [8.12] berücksichtigt die europäische Norm DIN EN 206-9 für selbstverdichtenden Beton, die als Ergänzung zur DIN EN 206-1 herausgegeben wurde, sowie die ergänzenden Regeln in DIN 1045-2. Gegenüber der SVB-Richtlinie aus dem Jahr 2003 wurden in der Neuausgabe [8.12] deutliche Vereinfachungen vorgenommen. So wurden u. a. die aufwendigen Prüfungen an den Ausgangsstoffen gestrichen. Weiterhin wurden die oben beschriebenen europäischen Prüfverfahren und Klassen im Wesentlichen übernommen (Auslaufkegel bleibt erhalten). Die ergänzenden Regelungen für die Bemessung (Teil 1 der Richtlinie) und die Ausführung (Teil 3 der Richtlinie) wurden i. W. beibehalten und lediglich an die neuen europäischen Normen angepasst.

## 8.5 Eigenschaften

Selbstverdichtender Beton kann als normalfester bis hochfester Beton entworfen werden. Der Vollständigkeit halber werden hier noch die Eigenschaften des erhärteten SVB behandelt.

Die mechanischen Eigenschaften entsprechen im Wesentlichen dem Normalbeton. Die Zugfestigkeit soll etwas höher sein als bei normalem Beton bei gleicher Druckfestigkeit. Der Verbund ist weniger abhängig von der Verbundlage, d. h. ob ein Stab unten oder oben eingebaut ist. Der E-Modul liegt etwa 15 % unter dem von herkömmlichem Beton, wobei jedoch darauf aufmerksam gemacht werden muss, dass die Schwankungsbreite bei herkömmlichem Beton auch bereits  $\pm 30\%$  beträgt. Das Schwinden ist etwas höher als bei normalem Beton, jedoch in dessen Streubereich. Es sollte darauf geachtet werden, dass der Beton am Anfang nicht austrocknet, sodass sich kein Fröhschwinden einstellen kann. Das Kriechen scheint ebenfalls etwas erhöht zu sein, liegt jedoch auch in der für Normalbeton bekannten Toleranz.

Zu den Eigenschaften Carbonatisierung und Chlordinfusion liegen einige Ergebnisse vor, die darauf hindeuten, dass der SVB hier nicht schlechter abschneidet. Auch der Frost-Tauwiderstand ist vergleichbar mit dem von herkömmlichem Beton. Hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften wird SVB gleich eingestuft wie normaler Beton. Nach der Richtlinie SVB des DAfStb darf SVB für unbewehrten Beton, Stahlbeton und Spannbeton eingesetzt werden. Die Druckfestigkeit ist bis zur Klasse C70/85 begrenzt. Damit steht ein Regelwerk zur Verfügung, das es erlaubt, SVB einzusetzen. Vor allem bei dichter Bewehrung, komplizierter Schalungsgeometrie und Sichtbetonbauteilen bringt er sicherlich Vorteile [8.6]. Hinsichtlich der Ausführung hat er allerdings seine Tücken in der Empfindlichkeit auf Schwankungen der Zusammensetzung, aber auch bez. der Temperatur. Dies sollte beachtet werden und daher ist auch ein höherer Prüfaufwand gerechtfertigt.

Vor der bauaufsichtlichen Einführung der ersten SVB-Richtlinie auf Basis der neuen Normengeneration [8.3] wurden zahlreiche allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erteilt [8.7]. Mit den Zulassungen konnten Erfahrungen gesammelt werden, die schlussendlich die Einführung der Richtlinie rechtfertigten. In [8.8] sind die heutigen Kenntnisse zusammengefasst.

## 9 Sichtbeton

### 9.1 Einführung

Betonoberflächen mit besonderen Anforderungen an ihr Erscheinungsbild werden als Sichtbeton bezeichnet. Er ist ein wichtiges Gestaltungselement

der modernen Architektur. Zur Definition des Begriffs Sichtbeton finden sich Angaben in DIN 18217 [9.1] sowie in Richtlinien und Merkblättern der Bauwirtschaft [9.2, 9.3]. Diese Quellen enthalten zudem wertvolle Angaben und Hinweise für die Praxis. Es existiert jedoch keine eigene, umfassende und allgemeingültige Norm oder Richtlinie zu Sichtbeton, die Angaben zur Planung, Ausschreibung und Ausführung enthält.

Als Sichtbeton bezeichnet man unbeschichtete Betonoberflächen, an deren Aussehen bestimmte Anforderungen gestellt werden. Dabei umfasst das erzielbare Aussehen ein weites Spektrum. Vereinfacht kann man zwischen unbearbeiteten und nachbearbeiteten Oberflächen unterscheiden. Bei den unbearbeiteten Oberflächen sind diese durch die Betonfarbe, die Schalungstextur einschließlich ihrer flächigen oder strukturierten Anordnung geprägt. Die nachbearbeiteten Oberflächen werden steinmetzmäßig (Stocken, Scharrieren) oder mittels Strahlen (z. B. Sand, Stahlkugeln), aber auch durch Absäubern, Auswaschen sowie Schleifen und Polieren erzeugt. Waschbeton und Terrazzo sind Beispiele für gewaschene bzw. geschliffene Oberflächen. Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf Sichtbeton, dessen Aussehen durch die Schalung und Schalhaut geprägt wird (unbearbeitete Oberflächen). Die Einteilung von Sichtbeton erfolgt heute nach vier Klassen, die unterschiedlich hohe Anforderungen an das Erscheinungsbild [9.2, 9.3] festlegen. Kriterien sind die Oberflächentextur, Porigkeit, Farbtongleichmäßigkeit, Ebenheit sowie Arbeits- und Schalhautfugen. Im Weiteren werden den vier Sichtbetonklassen auch Anforderungen hinsichtlich des Anlegens von Erprobungsflächen und der Qualität der Schalhaut zugeordnet. Zur Präzisierung der jeweiligen Qualitätsanforderungen sind die Angaben in [9.2] mit detaillierten Anforderungen an geschaltete Sichtbetonoberflächen, Schalhautklassen und Porigkeitsklassen verknüpft.

Obwohl durch die genannten Merkblätter, anhand technischer Hinweise zur Ausführung sowie durch Empfehlungen zur vertraglichen Regelung der Bauleistung, die Herstellung von Sichtbeton erleichtert wurde und eine erhebliche Objektivierung seiner Beurteilung gelungen ist, bleibt der Sichtbeton keine einfach zu beherrschende Bauweise. So zeigt die Praxis, dass manche Ausführung nicht befriedigt. Dabei sind es nicht nur subjektive Kriterien des Erscheinungsbildes, sondern oft auch objektiv erfassbare Mängel, die Nachbesserungen notwendig machen. Daher werden im Folgenden auch typische Mängel, ihre Ursachen und Möglichkeiten der Mängelbeseitigung kurz aufgezeigt.

### 9.2 Planung und Ausschreibung

Die Herstellung von Sichtbeton ist eine komplexe Bauleistung. Dementsprechend erfordert sie von

den Beteiligten in allen Bauphasen ein hohes Maß an Erfahrung und Sorgfalt, insbesondere aber eine enge Abstimmung. Die Vorstellung des Auftraggebers vom Aussehen der Sichtbetonoberfläche und das vom Auftragnehmer technisch überhaupt erzielbare Ergebnis sind im Vorfeld in Einklang zu bringen. Hilfe hierbei bieten die umfänglichen Angaben in [9.2]. Planende und Ausführende müssen sich darüber verständigen, welche optischen Merkmale die herzustellende Sichtbetonoberfläche hinsichtlich Textur und Farbe aufweist und durch welche Maßnahmen dies erreicht werden soll. Wichtige Parameter sind hierbei die Betonzusammensetzung und -nachbearbeitung sowie die Wahl von Schalungsart, Schalhaut und Trennmittel (s. Abschn. 9.3 und 9.4). Die Mitarbeit eines erfahrenen Betontechnologen ist unbedingt angezeigt, wenn besondere Anforderung an den Sichtbeton (Klassen SB 3 und SB 4, siehe [9.2]) gestellt werden.

Dringend empfohlen wird das Herstellen von Erprobungs- und Referenzflächen. Sie dienen dem Auftragnehmer als Erprobung sowie zur technischen und wirtschaftlichen Optimierung des gesamten Herstellungsprozesses, einschließlich Logistik sowie Personalschulung, und zeigen dem Auftraggeber das erzielbare Ergebnis, ggf. in Abhängigkeit von den gewählten Alternativen. Aus den Erprobungsflächen sollten Referenzflächen für die Beurteilung der endgültig hergestellten Sichtbetonoberfläche ausgewählt und vor Ausführungsbeginn vertraglich vereinbart werden. Entscheidend ist dabei, dass die Erprobungsflächen in jeder Hinsicht (z. B. auch Lage, Geometrien) möglichst repräsentativ sind. Bei der Beurteilung der hergestellten Sichtbetonoberfläche muss selbstverständlich bedacht werden, dass eine Referenzfläche im Betonbau niemals toleranzfrei reproduzierbar ist (s. Abschn. 9.5). Bezüglich der Wahl der Referenzfläche sollte davon Abstand genommen werden, Ansichtsflächen von bestehenden Bauwerken heranzuziehen. In der Regel sind die Randbedingungen bei der Erstellung dieser Flächen nicht bekannt. Weiterhin prägt der spezifische Gesamteindruck das Erscheinungsbild einer Teilfläche, und es treten durch die Alterung gewollte oder ungewollte Aussehensänderungen ein, die bei neu herzustellenden Flächen nicht reproduziert werden können.

Die Anwendung einer Prüfschalung, wie sie in [9.4] vorgestellt wird, ermöglicht eine Optimierung des Sichtbetonsystems, bestehend aus Schalungshaut, Trennmittel und Frischbeton. Gleichzeitig werden auch Ansichtsflächen erzeugt, die ggf. als Referenzflächen herangezogen werden können. In einem systematischen Vergleich von Qualitätsmerkmalen an zahlreichen Sichtbetonoberflächen aus Prüfschalungen mit jenen, die in der Praxis mit demselben Beton erzielt wurden, konnten die Vorhersagbarkeit der Praxisergebnisse im Grundsatz nachgewiesen und Übertragungsregeln hergeleitet werden [9.14].

Dies bestätigt die Zweckmäßigkeit von Prüfschalungen, wenn sichergestellt wird, dass die Einbaubedingungen vergleichbar sind. Kaum erfasst werden können jedoch die Einflüsse aus klimatischen Randbedingungen beim Einbau und insbesondere beim Entschalen auf die Qualität von Sichtbetonoberflächen.

Die Planung und Ausschreibung von Sichtbeton sowie die Herstellung und anschließende Beurteilung muss die vorstehend genannten Gesichtspunkte berücksichtigen, um etwaige Meinungsverschiedenheiten möglichst im Vorfeld auszuräumen. Hierzu ist auch ein besonderes Augenmerk auf die Qualitätssicherung zu legen. Vorteilhaft ist es, die gesamte Sichtbetonherstellung in Teilprozesse zu gliedern und die jeweiligen Verantwortlichkeiten und Zuständigkeiten sowie unverzichtbare Stichproben und Kontrollen festzulegen. Letzteres ist an allen Schnittstellen besonders wichtig. Bei den Sichtbetonklassen SB 3 und SB 4 nach [9.2] wird empfohlen, Arbeitsanweisungen zu erstellen. In der Praxis hat sich bewährt, ein sogenanntes „Sichtbeteam“ aus Vertretern aller beteiligten Gruppen zu bilden [9.2, 9.5].

### 9.3 Betonzusammensetzung und Betonherstellung

Um eine Hauptanforderung an Sichtbeton, nämlich die Gleichmäßigkeit, erfüllen zu können, muss die Betonzusammensetzung möglichst konstant sein und die Ausgangsstoffe, also Zement, Gesteinskörnung sowie Betonzusatzstoffe (z. B. auch Pigmente) und Zusatzmittel müssen, neben der Übereinstimmung mit dem Regelwerk (DIN EN 206-1/DIN 1045-2), eine möglichst gleichbleibende Qualität aufweisen. Schon geringe Abweichungen bei den genannten Parametern, die die technologischen Eigenschaften eines Betons nicht nennenswert beeinflussen, können starke Änderungen des Erscheinungsbilds einer Sichtbetonoberfläche hervorrufen.

Es gibt keine Standardzusammensetzung für einen guten Sichtbeton. Bewährt haben sich jedoch robuste Mischungen mit plastischer bis weicher Konsistenz (Ausbreitmaßklasse F2/F3), siehe z. B. [9.6]. Der Mehlkornleim- und Mörtelgehalt sind ausreichend hoch zu wählen, um einem Bluten bzw. Entmischen vorzubeugen, gleichzeitig aber die Klebrigkeit des Betons zu vermeiden. Der w/z-Wert sollte kleiner als 0,55 gewählt werden. Schwankung im w/z-Wert von  $\pm 0,02$  können bereits deutliche Abweichungen in der Helligkeit bzw. im Farbton bewirken. Dabei führt ein geringerer w/z-Wert zu einem dunkleren Farbton. Unter Einhaltung der genannten Rezepturparameter wird man bei einem Größtkorn von 16 bis höchstens 32 mm auf die Zugabe von Fließmittel nicht verzichten können. In [9.14] werden folgende Eckwerte für eine Basiszusammensetzung genannt: 350 kg/m<sup>3</sup> Zement, Flug-



asche/Kalksteinmehl als Betonzusatzstoff, äquivalenter Wasserzementwert 0,50, Größtkorn 16 mm, Sieblinienbereich angepasst an die Regelsieblinie B16 und Konsistenzklasse am Übergang F4/F5. Davon ausgehend sind eine granulometrische Abstimmung des Gehalts an Zement und Zusatzstoff auf die Eigenschaften der zum Einsatz kommenden Gesteinskörnung im Bereich 0/2 mm im Zuge von Eignungsversuchen an Mörteln unter Berücksichtigung der Wirkung des verwendeten Fließmittels vorzunehmen. Die Zugabe von Luftporenbildner hat sich – unabhängig von seiner Wirkung bez. der Frostbeständigkeit – im Hinblick auf die Stabilisierung von Mischungen bewährt. Mit Mischungszusammensetzungen, die zu selbstverdichtenden Betonen (SVB) führen, lassen sich sehr gleichmäßige Sichtflächen herstellen.

Um das Risiko fleckiger Dunkelverfärbungen auch bei ungünstigen klimatischen Bedingungen (Winterbetonagen) besonders effizient zu minimieren, wird in [9.15] empfohlen, einen Zement mit einem hohen Gehalt an Alkalisulfaten zu verwenden oder Alkalisulfate bzw. Alkalihydroxide dem Zugabewasser zuzugeben. Dabei muss deren Unschädlichkeit auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften zuvor nachgewiesen sein und das Risiko einer AKR-Reaktion ausgeschlossen werden können. Als weitere, nicht ganz so effiziente Maßnahme wird die Verwendung eines Zements mit einer hohen Mahlfineinheit vorgeschlagen. Die im Vergleich geringste Effizienz wird mit der Einstellung niedriger Wasserzementwerte sowie dem Austausch von Portlandzement durch bis zu 20 M.-% Kalksteinmehl oder die Verwendung eines CEM II A-LL erzielt. Eine Kombination der Maßnahmen sollte zu besseren Ergebnissen als eine Einzelmaßnahme führen.

Die Mischreihenfolge ist wie bei üblichem Konstruktionsbeton zu wählen. Wenn Pigmente eingesetzt werden, sind sie bereits mit der Gesteinskörnung zuzugeben. Die Mischdauer sollte gegenüber Normalbeton eher erhöht werden und selbst bei leistungsfähigen Mischern eine Minute nicht unterschreiten. Bei der Verwendung von SVB sind deutlich höhere Mischzeiten notwendig. Schwankungen der Frischbetontemperatur, die rund 25°C nicht überschreiten sollte, sind möglichst zu vermeiden, da auch sie Farbtonunterschiede bewirken.

Bei der Anlieferung bzw. Übergabe des Betons ist zu beachten, dass Abweichungen vom vereinbarten Ausbreitmaß von  $\pm 20$  mm nachteilige Auswirkungen auf das Aussehen der Sichtbetonfläche haben können. Eine Kontrolle der Frischbetontemperatur wird empfohlen. Kurze Transportwege sind für die Lieferung von Sichtbeton zu bevorzugen.

## 9.4 Einbau und Nachbehandlung

### 9.4.1 Schalung und Trennmittel

Bei den Schalungen kann i. W. unterschieden werden zwischen Schalhäuten, die Wasser saugen oder nicht saugen und deren Haut glatt oder strukturiert ist. Dabei kann die Strukturierung von einer einfachen Holzmaserung bis hin zu einer Schalungsmatrix mit Höhenversätzen im Zentimeterbereich reichen. Nicht saugende Schaltafeln besitzen zumeist eine Oberflächenschicht aus Kunststoff oder Phenolharz oder sie bestehen vollständig aus Kunststoff oder Stahl. Ihre Oberfläche ist glatt, es sei denn, dass sie durch Matrizen strukturiert ist. Bei den saugenden Schaltafeln unterscheidet man zwischen den Typen Massivholzplatte, dreischichtige Holzplatte, Spanplatte und Holzfaserplatte. Ihre Oberflächen sind unterschiedlich porös und teils unbehandelt (z. B. sägerau, gehobelt) belassen oder zusätzlich noch mit einem dünnen Oberflächenfilm versehen.

Die Oberflächeneigenschaften der Schalhaut prägen naturgemäß entscheidend das Erscheinungsbild des die Oberflächentextur widerspiegelnden Sichtbetons. Dies gilt sowohl für die Rauigkeit als auch für die Saugfähigkeit. So erzeugt eine saugende Schalhaut dunklere Oberflächen mit weniger Poren. Lässt die Saugfähigkeit nach mehrmaliger Verwendung nach, entstehen hellere Flächen. Zwischen der Schalhaut und den Bestandteilen des Betons können chemische Reaktionen auftreten, die das Erscheinungsbild der Oberfläche beeinträchtigen. So greift das hochalkalische Porenwasser des Betons manche als Schalhaut bzw. zur Schalhautvergütung eingesetzte Kunststoffe an. Bei erstmaliger Verwendung nicht behandelter Holzschalungen können chemische Reaktionen in der Betonrandzone ablaufen, die Farbunterschiede und Absandungen bewirken. Zur Vorbeugung kann eine Behandlung mit Zementmilch vorgenommen werden [9.6]. Glatte, nicht saugende Schalungen ergeben hellere Oberflächen und sind empfindlicher hinsichtlich Schlieren- und Wolkenbildungen sowie Marmorierungen. Um ein einheitliches Oberflächenbild zu erzielen, sind gleichartige Schaltafeln einzusetzen. Selbst eine bereichsweise unterschiedlich lange oder intensive Lichteinstrahlung auf die Schalhaut kann sich auf das Erscheinungsbild der Sichtbetonfläche auswirken.

Bei der Verwendung von Stahlschalungen können Rostflecken auf der Sichtbetonoberfläche auftreten. Vorsicht ist bei Stahlschalungen in Verbindung mit pigmentierten Betonen geboten. Die üblicherweise verwendeten Metalloxidpigmente reagieren ferromagnetisch, sodass Stahlschalungen grundsätzlich entmagnetisiert werden sollten.

Die Schalhaut wird in Klassen eingeteilt (siehe [9.2]), die den Sichtbetonklassen zugeordnet sind. Detaillierte Angaben zur Art der Schalhäute, ihren

Texturmerkmalen, möglichen Auswirkungen auf die Sichtbetonoberfläche und Anhaltswerte für die Einsatzhäufigkeit sind in [9.2] gegeben. Dort finden sich auch Angaben zu den Abmessungen der Tafeln, gestalterischen Elementen (Schalungseinlagen etc.) und zur Ausführbarkeit von Sichtbeton; siehe auch Teil 2, Kapitel VIII. Die Fugen zwischen den einzelnen Schalelementen müssen so abgedichtet sein, dass weder Feststoffe noch Wasser hindurch treten können.

Trennmittel werden eingesetzt, um das Ausschaln zu erleichtern und dabei die Oberfläche des Sichtbetons nicht zu beschädigen, zur Vergleichmäßigung der Ansichtsflächen und zum Schutz der Schalung selbst. Sie bestehen aus komplexen chemischen Verbindungen und Gemischen. Angaben zu Stoffarten, Eigenschaften, Wirkungsweisen und Anwendungen sind in [9.7, 9.8] enthalten. Allgemeingültige Empfehlungen für die Auswahl von Trennmitteln können nicht gegeben werden. Spezifische Erfahrungen mit entsprechenden Produkten in Verbindung mit einer gewählten Schalhaut müssen der Auswahl zugrunde liegen. Dringend anzuraten sind dennoch entsprechende Vorversuche, beispielsweise mit der in Abschn. 9.2 genannten Prüfschalung.

#### 9.4.2 Ausführung und Nachbehandlung

Für den Einbau von Sichtbeton können die im Hochbau üblichen Verfahren (Kübel, Pumpe) eingesetzt werden. Der Einbau sollte zügig und in gleichmäßiger Geschwindigkeit über alle Schüttlagen, deren Höhe 50 cm nicht übersteigen sollte, hinweg erfolgen. Es ist selbstverständlich, dass Verschmutzungen der Schalung zu vermeiden sind. Ein besonderes Augenmerk muss auf eine gleichmäßige, an die Konsistenz angepasste Intensität der Verdichtung gerichtet sein. Selbst robuste Betonmischungen können Unregelmäßigkeiten und erst recht Verdichtungsfehler, die gerade beim Sichtbeton besonders augenfällig werden (Marmorierungen, Wasserläufer), nicht kompensieren. Eine sorgfältige Planung und Ausführung des Betoneinbaus und der Betonverdichtung ist daher unverzichtbar.

Auch für die Nachbehandlung gilt, dass eine hohe Gleichartigkeit und Gleichmäßigkeit sichergestellt werden muss. Alle Maßnahmen zum Schutz einer jungen Betonoberfläche vor jedweden schädigenden Einwirkungen (Temperaturbeanspruchung, Verschmutzung, Feuchteverlust) sind in verstärktem Maß einzuhalten. Bekannt ist, dass eine wasserzuführende Nachbehandlung das Risiko auftretender Verfärbungen birgt. Bei einer Nachbehandlung mit Folie muss auf die Betonfläche abtropfendes Wasser ebenso wie Zugluft (Kaminwirkung) vermieden werden. In [9.6] wird empfohlen, eher früher auszuschalen und anschließend für eine Luftfeuchte von über 85 % zu sorgen oder ein hydrophobierendes Mittel aufzusprühen. Dabei muss jedoch zuvor er-

probt worden sein, dass ein solches Mittel zu keiner Beeinträchtigung des Erscheinungsbildes führt. Dies gilt auch für den Einsatz flüssiger Nachbehandlungsmittel.

Auch eine ungleichmäßige Trocknung der Oberfläche nach Abschluss der Nachbehandlung kann zur Fleckenbildung führen. Nur schwer vermeidbar ist der Einfluss der Witterung bei der Herstellung und beim Ausschaln von Sichtbetonoberflächen auf Baustellen. Hierdurch können leichte Veränderungen der Grautöne entstehen.

Ausgehend von den Mechanismen, die den Dunkelverfärbungen zugrunde liegen, sind alle Maßnahmen als günstig einzustufen, die die Verdunstungsrate an der Betonoberfläche unmittelbar nach dem Ausschaln erhöhen und/oder zu einem höheren Hydratationsgrad des Betons zum Zeitpunkt des Ausschalens führen. Hierzu gehört insbesondere die Wahl eines geeigneten Ausschalzeitpunkts, z. B. bei warmen, trockenen Umgebungsbedingungen und einer ggf. zusätzlich verlängerten Schalzeit. Vor einer Foliennachbehandlung ohne zusätzliche Maßnahmen (z. B. Sicherstellung eines Luftspalts, mit zirkulierender Warmluft) wird in [9.15] gewarnt. Bewertet man die langjährigen Erfahrungen, die den Empfehlungen in [9.6] zugrunde liegen, sowie die gewonnenen Erkenntnisse in [9.15] und berücksichtigt man zusätzlich die normativen Vorgaben für die Nachbehandlung, so erscheinen verlängerte Ausschalfristen im Sommer ebenso wie im Winter, sowie im Sommer ggf. das Zuwarten auf hinreichend warme und trockene Tage für das Ausschaln, das Risiko von Dunkelverfärbungen am ehesten zu minimieren.

#### 9.5 Beurteilung

Grundlage der Beurteilung von Sichtbetonflächen bilden die zuvor vertraglich vereinbarten Kriterien, z. B. die Sichtbetonklasse, Referenzflächen etc. Dabei ist zu beachten, dass Referenzflächen nicht toleranzfrei reproduziert werden können. Selbst bei größter Sorgfalt bleibt jedes Bauteil ein Unikat, da auf das Erscheinungsbild Einfluss nehmende Randbedingungen auf der Baustelle nicht beherrscht werden können. Hierzu gehören die Witterung (Temperatur, Feuchte) bei der Sichtbetonherstellung und -ausschalung sowie unvermeidliche Streuungen bei allen eingesetzten Stoffen und Materialien, die das Erscheinungsbild ebenso beeinflussen wie unvermeidbare Abweichungen bei der Betonherstellung und beim Einbau. Die Beurteilung eines Sichtbetons kann erst erfolgen, wenn die Oberfläche gleichmäßig abgetrocknet ist.

Grundlegendes Abnahmekriterium ist der Gesamteindruck einer Ansichtsfläche. Dieser ist aus einem angemessenen Betrachtungsabstand bei üblichen Lichtverhältnissen zu gewinnen. Einen solchen Ab-

stand kennzeichnet, dass er vom Nutzer/Betrachter eines Bauwerks üblicherweise eingenommen wird. Einzelkriterien wie die Porigkeit oder die Farbtongleichmäßigkeit sollten zur Beurteilung nur dann herangezogen werden, wenn der Gesamteindruck der Ansichtsflächen nicht dem vereinbarten Erscheinungsbild entspricht.

## 9.6 Mängel und Mängelbeseitigung

Neben dem Verfehlen von Kriterien, die in Abschnitt 9.1 genannt sind, gehören Schlieren, Wolkenbildungen, Marmorierungen, Ausblühungen und Verfärbungen zu den typischen Mängeln bei Sichtbeton. Ob es sich im Einzelfall tatsächlich um einen Mangel handelt, ist ggf. durch einen Sachverständigen zu entscheiden.

Schlieren, Wolkenbildungen und Marmorierungen sind auf lokale Entmischungen des Betons am Übergang zur Schalhaut zurückzuführen. Ihre Ursache kann gleichermaßen auf der Betonzusammensetzung wie der Betonverarbeitung bzw. -verdichtung beruhen. Je glatter und je weniger saugfähig eine Schalhaut ist, desto höher ist das Risiko für solche Mängel. Die dunkleren, meist glatten Bereiche kennzeichnen ein lokal geringerer  $w/z$ -Wert und ein höherer Calciumkarbonatanteil, während in den rauerer und helleren Bereichen mehr Calciumsilikate gefunden wurden [9.9]. Die Rauheit bzw. die Ablagerung von unterschiedlichen Verbindungen bzw. Kristallen führt auch zu einer unterschiedlichen Lichtbrechung und damit zu Hell-/Dunkleffekten.

Einen großen Einfluss auf die Entstehung von Dunkelverfärbungen üben auch die klimatischen Bedingungen bei der Sichtbetonherstellung und beim Ausschalen aus. In den Wintermonaten (niedrige Temperatur, hohe relative Luftfeuchte) ist das Risiko des Auftretens von fleckigen Dunkelverfärbungen im Vergleich zur Sichtbetonherstellung in den Sommermonaten deutlich erhöht [9.9].

Die vorangehenden Ausführungen ergeben ein schlüssiges Bild, wenn man den Mechanismus, der den Dunkelverfärbungen zugrunde liegt, betrachtet [9.15]. So ist an der Oberfläche der dunklen Bereiche ein höherer Anteil an Calciumhydroxid und später, nach der Carbonatisierung, an Calciumkarbonat vorhanden. Dieser mineralogische Sachverhalt bewirkt zwar nicht das dunklere Erscheinungsbild, er sorgt aber für eine dichtere und ebenere Oberflächenstruktur, wodurch erst der optische Eindruck des dunkleren Erscheinungsbilds entsteht. Ebenere und glattere Oberflächen desselben Materials erscheinen dem Betrachter aus optischen Effekten (diffuse Reflektivität) stets dunkler. Hinzu kommt, dass es im dichteren oberflächennahen Gefüge, also in den verengten Mikroporen durch die Anreicherung von Calciumhydroxid, bei deutlich geringeren

relativen Luftfeuchten bereits zu einer Kapillarkondensation kommt. Hierdurch wird eine lokale Feuchteanreicherung bewirkt, die eine Dunkelverfärbung nach sich zieht. Die Anreicherung von Calciumhydroxid in oberflächennahen Bereichen ist eine Folge des Kapillartransports von Porenwasser aus den tieferen Bereichen an die Oberfläche, die unmittelbar nach dem Ausschalen die Verdunstungsfront darstellt, an der dann das gelöste Calciumhydroxid in kristalliner Form ausfällt. Schreitet die Verdunstungsfront ins Innere voran, was mit zunehmender Trocknung der Oberfläche erfolgt, werden die Mikroporen der Randzone nicht mehr weiter verdichtet. Da in den Wintermonaten die relative Luftfeuchte höher und die Temperatur kleiner als im Sommer ist, was zudem die Hydratation verlangsamt, wird die Verdunstungsrate abgesenkt und der Transport von Calciumhydroxid in die Randzone begünstigt. Die Verdunstungsfront schreitet nur langsam ins Innere voran. Als Folge entsteht eine erhöhte Verdichtung der Mikroporen der Randzone, die bei der höheren Umgebungsfeuchte eine frühe Kapillarkondensation nach sich zieht. Dagegen wandert an trockenen Sommertagen die Verdunstungsfront und damit die Zone der Ausfällung von Calciumhydroxid rasch ins Innere. Die Randzone wird hierdurch weniger verdichtet, bleibt also unebener und wegen der geringeren Kapillarkondensation auch trockener. Beide Effekte haben ein helleres Erscheinungsbild zur Folge. Sind beim Ausschalen die Sommertage kühl und feucht (Regen), werden winterliche Klimabedingungen angenähert und das Risiko von fleckigen Dunkelverfärbungen steigt.

Farbunterschiede (helle und dunklere Grautonbereiche) können ihre Ursache ebenfalls in der Betonzusammensetzung, aber auch in der Schalhaut und der Verdichtung haben. Ein Wechsel der Zementart, ja selbst eine neue Lieferung, kann den Grauton beeinflussen. Höhere Mahlfineinheiten, geringere  $C_4AF$ -Anteile im Klinker sowie höhere  $w/z$ -Werte führen zu helleren Sichtflächen. Dies erklärt auch, warum hellere Flächen entstehen, wenn die Saugfähigkeit einer Schalung durch häufigen Einsatz abnimmt. Typisch sind auch dunklere Bereiche an undichten Schalplattenstößen, die sowohl auf den lokal reduzierten  $w/z$ -Wert als ggf. auch auf die freigelegte Körnung zurückzuführen sind. Ebenso kann eine unterschiedliche Rüttelintensität, beispielsweise infolge unterschiedlicher Konsistenz oder eines ungewollten leichten Ansteifens, Farbtonunterschiede zwischen den einzelnen Einbauschichten hervorrufen. Selbst eine tiefliegende Bewehrung kann sich an der Oberfläche abbilden, wenn die Rüttelflasche die Bewehrung durch Berührung zum Schwingen anregt [9.6].

Aufhellungen durch Kalk oder gar Kalkausblühungen und -aussinterungen entstehen, wenn mit Calciumhydroxid angereichertes Porenwasser in randna-

he Schichten bzw. an die Oberfläche gelangt, dort verdunstet und das zurückbleibende Calciumhydroxid karbonatisiert. Solche Aufhellungen oder Ausblühungen treten vor allem dann auf, wenn nach dem Betonieren und Ausschalen Wasser in einen noch jungen Beton eindringen kann und später wieder an die Verdunstungsfront transportiert wird. Bei kühler Witterung und damit langsamer Hydratation ist die Gefahr der Entstehung von Aufhellungen sowie Ausblühungen besonders groß.

Bei Braunfärbungen spielen meist metallische Oxide eine ausschlaggebende Rolle. Sie können z. B. von einer korrodierenden Bewehrung stammen und mit der Feuchtigkeit an die Oberfläche transportiert werden. Seltener sind pyritartige Gesteinskörnungen die Ursache solcher Verfärbungen. Braunfärbungen können auch bei Verwendung von mit Phenolharzen vergüteten Schalplatten auftreten [9.10], wenn beispielsweise nach dem Lösen der Spananker in den entstehenden Spalt Wasser eindringt oder dort kondensiert und aufgrund der hohen Alkalität eine Reaktion mit der Schalhaut stattfindet.

Blau- oder Grünfärbungen sind typisch für die Verwendung eines hüttensandhaltigen Zements. Sie entstehen durch die Bildung von Metallsulfiden. Diese Farberscheinung verschwindet jedoch wieder, wenn Luftsauerstoff in die Randzone eindiffundiert und mit den Metallsulfiden unter Bildung farbloser Metallverbindungen reagiert. Üblicherweise geschieht dies innerhalb weniger Wochen [9.11].

Die Mängelbeseitigung bei Sichtbeton ist eine höchst anspruchsvolle Aufgabe, die besondere Erfahrung und handwerkliche Sorgfalt erfordert. Grundsätzlich sollte im Vorfeld überlegt werden, ob die Mängelbeseitigung lohnt und ihr Nutzen mit dem dabei zu betreibenden Aufwand in Einklang steht. Manche Unregelmäßigkeit gehört zum Erscheinungsbild eines Betons oder wird mit der Alterung einer Sichtfläche weniger wahrgenommen oder verschwindet mit der Zeit ganz. Nicht fachmännisch vorgenommene Beseitigungsversuche können zu einer Verschlechterung des Erscheinungsbildes führen. Daher bedarf die Instandsetzung von Sichtbeton der Mitwirkung eines erfahrenen Betontechnologen.

Die zu ergreifenden Maßnahmen hängen von der Art und Größe des optischen Mangels sowie seiner Ursache ab, die unbedingt geklärt sein muss. Es können fünf Techniken der Mängelbeseitigung unterschieden werden: Reinigung (mechanisch oder chemisch), steinmetztechnische Bearbeitung, Spachtelung, Betonaustausch und Risse- sowie Hohlraumverfüllung [9.12]. Bevor die Mängelbeseitigung in Angriff genommen wird, ist anhand von Probeflächen zu prüfen, ob die gewählte Maßnahme zum gewünschten Ergebnis führt.

Bei fleckigen Dunkelverfärbungen kann das Abschleifen der Oberfläche bis in eine Tiefe von wenigen Zehntelmillimetern die Verfärbungen beseitigen [9.15], wobei das Erscheinungsbild der Oberfläche dadurch deutlich verändert werden kann. Ein intensives Trocknen der Oberfläche (Heißluftgebläse) hat nur dann eine dauerhaft positive Wirkung, wenn konstant nur geringfügig schwankende trockene Umgebungsbedingungen herrschen, was in Innenräumen der Fall ist.

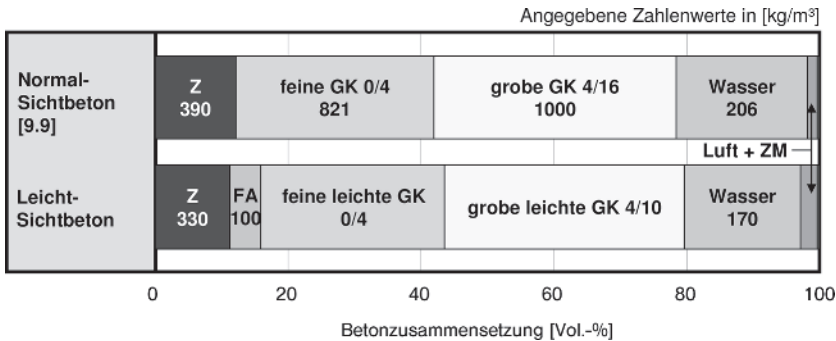
Ein Betonaustausch wird notwendig, wenn z. B. tiefer in die Oberfläche hineinreichende Fehlstellen (Hohlstellen, Kiesnester, poröse Arbeitsfugen) auch die Dauerhaftigkeit oder gar die Tragfähigkeit beeinträchtigen oder wenn lokale Verunreinigungen (z. B. durch eingedrungene Öle etc.) aufgetreten sind. Auf der Grundlage entsprechender Voruntersuchungen und einer spezifisch auf den Schadensfall abgestellten Rezepturentwicklung gelingt es i. d. R., einen an den Sichtbeton angepassten Reparaturbeton so einzubringen, dass die Reparaturstelle nur noch anfänglich und aus nächster Nähe zu erkennen ist [9.12].

## 9.7 Sonder-Sichtbetone

Weißer Sichtbeton wird unter Verwendung eines speziellen Portlandzements („Weißzement“) und ggf. zusätzlich Weißpigmenten hergestellt. Die Rohstoffe des Portlandzements müssen hierzu frei von Eisen- und Manganoxiden sein. Hinsichtlich der Betontechnologie sowie der Herstellung von Sichtbeton sind keine Unterschiede zu zementgrauem Sichtbeton gegeben. Allerdings erfordert das gewünschte weiße Erscheinungsbild eine besondere Sorgfalt. Selbst feinste Rissbildungen, die man üblicherweise nicht wahrnimmt, können auf einer weißen Ansichtsfläche sehr störend hervortreten.

Farbiger Sichtbeton wird i. d. R. unter Verwendung pulverförmiger Metalloxide oder anderer alkalisch- und lichtbeständiger Partikel hergestellt. Ihr Anteil liegt meist unter 5 M.-% des Zementgewichts und sollte gering gehalten werden, weil sie als Pulver den Wasseranspruch erhöhen und den Beton zäher sowie klebriger machen. Ein leuchtender und besonders gleichmäßiger Farbton lässt sich nur bei gleichzeitiger Verwendung von Weißzement erzielen. Für die Herstellung eines farbigen Betons gilt das in Abschn. 9.3 Gesagte. Die Mischdauer ist jedoch eher zu erhöhen, um ein Höchstmaß an Homogenisierung zu erzielen.

Sicht-Leichtbeton ist eine attraktive Variante des Sichtbetons, weil mit diesem Beton bei entsprechender Ausführung a priori auch gleichzeitig eine ausreichende Wärmedämmung erzielt wird. Seine Herstellung erfordert die gleichzeitige Berücksichtigung der Regeln zur Herstellung und Verarbeitung



**Bild 33.** Zusammensetzung eines normalschweren und eines Leicht-Sichtbetons mit den Ausgangsstoffen Zement (Z), Flugasche (FA), feiner und grober Gesteinskörnung (GK), Wasser, Betonzusatzmittel (ZM) und Verdichtungsperlen (Luft)

von Leichtbeton (s. Abschn. 10) und jener von Sichtbeton, die oben beschrieben sind. In Bild 33 ist die Zusammensetzung eines Sicht-Leichtbetons jener eines normalschweren Sichtbetons gegenüber gestellt. Nähere Angaben zur Technologie der Herstellung und Verarbeitung von Sicht-Leichtbeton sowie Beispiele für ausgeführte Bauwerke sind in [9.13] enthalten.

## 10 Leichtbeton

### 10.1 Einführung und Überblick

Für bestimmte Anwendungen können das vergleichsweise hohe Eigengewicht und die geringe Wärmedämmung von Normalbeton von Nachteil sein. Dieser Sachverhalt hat schon frühzeitig zur Entwicklung von Leichtbeton geführt. Die Reduktion der Betonrohddichte erfolgt dabei grundsätzlich durch die gezielte Einführung von Luftporen in den Verbundwerkstoff. Dies kann sowohl durch die Verwendung poröser leichter Gesteinskörnungen geschehen (Ansatz 1) als auch durch eine Porosierung der Zementsteinmatrix (Ansatz 2), beispielsweise durch den Einsatz von Luftporen- bzw. Schaumbildnern. Weiterhin ist eine Kombination beider Ansätze möglich. Eine Sonderform stellt der haufwerksporige Leichtbeton dar (Ansatz 3), bei dem der Volumenanteil der Zementsteinmatrix im Verbundsystem so stark reduziert wird, dass Haufwerksporen zwischen den einzelnen Gesteinskörnern entstehen. Dabei dient der Zementstein lediglich zur Verkittung der einzelnen Gesteinskörner.

Die Herstellung und Verwendung von Leichtbetonen ist in der Baupraxis durch verschiedene Normen geregelt, die eine Kategorisierung der Betone entsprechend den oben genannten Entwicklungsansätzen vorsehen [10.1].

Als Konstruktionsleichtbetone werden Betone bezeichnet, die nach DIN EN 1992-1-1 [10.2] und DIN 1045-2 [10.3] sowie DIN EN 206-1 [10.4] hergestellt und verwendet werden. Hierbei handelt es sich um Betone, die im Wesentlichen nach dem Ansatz 1 oder aber aus der Kombination der Ansätze 1 und 2 hergestellt werden. Dementsprechend weisen Konstruktionsleichtbetone eine geschlossene Oberfläche auf und werden häufig auch als gefügedichtete Leichtbetone bezeichnet. Während ihre Dauerhaftigkeitseigenschaften kaum von jenen eines Normalbetons abweichen, liegen bei den mechanischen Eigenschaften teils deutliche Unterschiede vor. Allerdings ist die Druckfestigkeit dieser Leichtbetone jener von Normalbeton vergleichbar. Sie hängt jedoch wesentlich von der Betonrohddichte sowie der Festigkeit der Zementsteinmatrix ab. Die Rohddichte für Leichtbetone nach DIN EN 206-1 [10.4] kann Werte zwischen 800 und 2000 kg/m<sup>3</sup> annehmen. In Abhängigkeit von der Betonrohddichte weisen Konstruktionsleichtbetone vergleichsweise gute Wärmedämmeigenschaften auf. Aufgrund verschärfter bauphysikalischer Anforderungen kann bei herkömmlichen Bauteildicken heute jedoch auf eine gesondert angebrachte Wärmedämmschicht zu meist nicht verzichtet werden.

Während Konstruktionsleichtbetone sowohl als Transportbeton als auch im Fertigteilbereich eingesetzt werden, ist die Anwendung von Poren- und Schaumbetonen i. d. R. auf die Herstellung von Betonfertigteilen oder Betonwaren beschränkt. Anstatt poröse leichte Gesteinskörnungen zu verwenden, werden bei diesem Leichtbetontyp dem Frischbeton luftporen- bzw. gasbildende Stoffe oder aber Schäume zugesetzt, die eine signifikante Porosierung der Zementsteinmatrix zur Folge haben (Ansatz 2). Hierdurch gelingt es, die Betonrohddichte stark zu reduzieren. Diese muss nach DIN V 4165-100



[10.5], DIN 4166 [10.6] und DIN EN 771-4 [10.7] zwischen 300 und 1000 kg/m<sup>3</sup> betragen. Um trotz der geringen Rohdichte ausreichende Festigkeiten sicherstellen zu können, werden Porenbetone i. d. R. einer kombinierten Wärme- und Druckbehandlung in einem Autoklaven unterzogen. Aufgrund ihrer sehr geringen Rohdichte zeichnen sich Porenbetone durch gute Wärmedämmeigenschaften aus. Die hohe Porosität hat jedoch auch zur Folge, dass meist keine ausreichende Passivierung einer Bewehrung in Porenbeton gegeben ist. Daher sind ggf. zusätzliche Maßnahmen für den Korrosionsschutz der Bewehrung erforderlich.

Haufwerksporige Leichtbetone kennzeichnet ein vernetztes offenes Porensystem, das aus der Schüttung von mit Zementleim benetzten porösen oder dichten leichten Gesteinskörnern entsteht. Aufgrund ihrer hohen Porosität weisen derartige Betone ebenfalls gute Wärmedämmeigenschaften bei einer geringen Rohdichte auf. Die Herstellung und Anwendung von haufwerksporigem Leichtbeton ist in DIN EN 1520 [10.8] in Verbindung mit DIN 4213 [10.9] geregelt und auf Betonfertigteile und Betonwaren beschränkt. Das Einsatzfeld der Fertigteile reicht von Dächern und Decken über Platten mit bewehrtem Aufbeton bis hin zu Wandbauteilen. Das Herstellungsprinzip der haufwerksporigen Leichtbetone ermöglicht die Variation ihrer Rohdichte und Festigkeit innerhalb einer großen Spanne zwischen 400 und 2000 kg/m<sup>3</sup> bzw. 2 und 25 N/mm<sup>2</sup>. Analog zum Porenbeton ist auch bei dieser Betonart der Korrosionsschutz der Bewehrung in Abhängigkeit von den Expositionsklassen durch gesonderte Maßnahmen sicherzustellen.

Den Schwerpunkt des vorliegenden Abschnitts zum Thema Leichtbeton bilden Konstruktionsleichtbetone nach DIN EN 1992-1-1 [10.2], die als Transportbeton oder im Fertigteilbereich eingesetzt werden. Neben der Betontechnologie wird auch auf die Besonderheiten bei der Herstellung, Anwendung und Qualitätssicherung derartiger Betone eingegangen. Bei den Porenbetonen und haufwerksporigen Betonarten, die in der Baupraxis fast ausschließlich in Form von Fertigteilen oder Betonwaren zum Einsatz kommen, werden nur die Grundzüge der Betonherstellung behandelt. Die für Planung und Bemessung relevanten normativen Grundlagen werden hingegen vollständig angegeben.

## **10.2 Konstruktionsleichtbeton nach DIN EN 1992-1-1**

### **10.2.1 Grundlegende Eigenschaften**

Konstruktionsleichtbetone nach DIN EN 206-1 [10.4] in Verbindung mit DIN 1045-2 [10.3] werden ganz oder teilweise unter Verwendung von leichter Gesteinskörnung hergestellt. Die Porosierung der Zementsteinmatrix, beispielsweise durch Zugabe

von Luftporenbildnern, ist nur bis zu einem begrenzten Luftporengehalt von 10 Vol.-% zulässig. Dementsprechend weisen Konstruktionsleichtbetone eine überwiegend durch Zementstein geprägte Oberflächenstruktur auf, die weitgehend der von normalschwerem Konstruktionsbeton entspricht.

Die Vorteile von Konstruktionsleichtbeton gegenüber Normalbeton liegen vor allem in der Kombination einer geringen Rohdichte mit einer hohen Druckfestigkeit bei gleichzeitig guten Wärmedämmeigenschaften [10.10–10.12]. Derartige Betone ermöglichen im Prinzip die Ausführung von Bauwerken bzw. Bauwerkshüllen ohne zusätzlich aufgebrachte Wärmedämmung – eine essenzielle Forderung beispielsweise für die Herstellung von Sichtbeton (siehe Abschn. 9.7). Bei beidseitig sichtigen Betonflächen kann auf eine kostenintensive Kerndämmung verzichtet werden, wenn die Wanddicken entsprechend gewählt werden. Weiterhin besitzt Leichtbeton eine geringe Wärmedehnung, wodurch hieraus resultierende Zwang- und Eigenspannungen begrenzt bleiben.

Auch im Hinblick auf das Verformungsverhalten weicht Konstruktionsleichtbeton vom Verhalten normalschwerer Betone ab. Bedingt durch die geringere Steifigkeit der Leichtzuschläge weisen Konstruktionsleichtbetone einen deutlich kleineren E-Modul und größere Schwindverformungen als Normalbeton auf [10.13–10.15]. Allerdings wirkt sich der kleinere E-Modul wiederum günstig auf die Entwicklung von Eigen- und Zwangsspannungen in Bauteilen und Baukonstruktionen aus. Die geringere Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität führt zu einer gegenüber normalschwerem Beton erhöhten Hydratationswärmeentwicklung [10.14–10.16]. Durch geeignete Maßnahmen können jedoch hieraus resultierende nachteilige Auswirkungen auf die Festbeton- und Bauteileigenschaften vermieden werden.

Bei der Herstellung von Konstruktionsleichtbeton kommt der gezielten Steuerung des Wasserhaushalts der leichten Gesteinskörnung eine besondere Bedeutung zu [10.17]. Schwankungen beim Feuchtegehalt der offenporigen leichten Gesteinskörnung bewirken ein unterschiedliches Saugvermögen, wodurch sich die Frischbetoneigenschaften signifikant ändern können.

Häufig erweist sich die Verdichtung des Leichtbetons als problematisch. Aufgrund der geringen Rohdichte der Betone und der hohen Porosität der verwendeten leichten Gesteinskörnung werden die durch Verdichtungsgeräte eingetragenen Schwingungen stark gedämpft. Diesem Effekt muss durch eine deutlich verlängerte sowie engmaschigere Verdichtung des Betons begegnet werden.



## 10.2.2 Leichte Gesteinskörnung

### Strukturmerkmale und Verhalten

Gesteinskörnungen für die Herstellung tragender Bauteile aus Leichtbeton müssen den Normen DIN EN 12620 [10.18] und DIN EN 13055-1 [10.19] entsprechen. Grundsätzlich kommen Körnungen aus Naturbims, Schaumlava (gebrochene Lava-schlacke), Hüttenbims (gebrochene, geschäumte Hochofenschlacke), Kesselsand (aufbereitete Rückstände von Steinkohlenfeuerungen), Sinterbims (gebrochene Sinterstoffe, z. B. aus Flugasche, Waschbergen oder Ton), Ziegelsplitt (aufbereiteter Ziegelbruch), Blähton, Blähschiefer und Blähglas in Betracht. Für alle Gesteinskörnungen und insbesondere für Blähglas gilt, dass sie keine Reaktivität mit den Alkalien des Zementsteins aufweisen dürfen. Zur Herstellung von Leichtbeton hoher Festigkeit werden bevorzugt Gesteinskörnungen aus Blähton und Blähschiefer sowie teilweise Hüttenbims und Sinterbims verwendet [10.12, 10.13]. Der Anwendungsbereich leichter Gesteinskörnungen zur Herstellung von Konstruktionsleichtbeton ist in DIN 1045-2 [10.3] geregelt.

Der Schlüssel zum Verständnis der Eigenschaften frischer Leichtbetone liegt im Verhalten der leichten Gesteinskörnung. Dabei spielt deren Randzone, die in unmittelbarer Wechselwirkung mit den anderen Komponenten des Betons – vor allem Wasser und Zement – steht, eine maßgebende Rolle. Grundsätzlich muss hierbei zwischen leichten Gesteinskörnungen unterschieden werden, deren Randzone entweder eine sehr geringe Porosität bei gleichzeitig kleinen Porenradien aufweist oder solchen Körnungen, die eine gleichmäßige Porenstruktur über den Querschnitt bei gleichzeitig hoher Porosität besitzen. Dementsprechend werden leichte Gesteinskörnungen in geschlossenporige und offenporige Körnungen klassifiziert. Aufgrund des daraus resultierenden unterschiedlichen Verhaltens erfordern beide Gesteinskornarten eine unterschiedliche Behandlung bei der Betonherstellung.

### Geschlossenporige leichte Gesteinskörnungen

Übliche, durch einen Bläh- bzw. Sinterprozess künstlich hergestellte leichte Gesteinskörnungen bestehen aus einem stark porisierten keramischen Kern, der ein vernetztes Porensystem mit Porendurchmessern zwischen ca. 20 bis 800 µm besitzt und von einer vergleichsweise dichten Sinterhaut umgeben ist. Sie bestimmt maßgeblich die Frisch- und Festbetoneigenschaften (Bild 34). Die Dichte der Sinterhaut ist dabei nicht direkt mit der Rohdichte des Zuschlagkorns verknüpft. Die Radien der Sinterhautporen variieren zwischen 0,01 und 40 µm, abhängig von der Art der Gesteinskörnung. Bei allen Blähtonzuschlägen sind die Poren der Sinterhaut aufgrund ihrer Größe kapillar hoch aktiv.

Infolge der starken Kapillarwirkung der Sinterhautporen können derartige Leichtzuschläge der Mörtelmatrix des Leichtbetons große Mengen an Wasser bzw. Mehlkornleim entziehen. Wird diesem Verhalten bei der Betonherstellung nicht entgegengewirkt, so tritt ein starker Konsistenzverlust ein. Durch eine gezielte Befeuchtung der Gesteinskörnung vor der Betonherstellung – dem sog. Vornässen – kann ein erheblicher Teil dieses Saugvorgangs vorweg genommen werden, wodurch Konsistenzänderungen stark abgemindert werden.

Das Absorptionsverhalten von Leichtzuschlägen mit Sinterhaut ist durch eine anfangs rasche und mit der Zeit stark abnehmende Wasseraufnahme gekennzeichnet, die über Stunden andauert. Dieses Verhalten resultiert aus der im Zuschlag enthaltenen Luft, die unter dem auf das Korn wirkenden isotropen Druck bei ungestörter Wasserlagerung nicht entweichen kann. Derartige Gesteinskörnungen werden daher häufig bereits lange im Vorfeld der Betonherstellung benässt. Dabei muss beachtet werden, dass kernfeuchte Leichtzuschläge mit trockener Oberfläche erhebliche Mengen an Wasser zusätzlich zur vorhandenen Kernfeuchte aufnehmen. Die Summe aus dieser Wasseraufnahme und der vorhandenen Ausgangsfeuchte überschreitet deutlich den nach DIN V 18004 [10.20] ermittelten Prüfwert der



**Bild 34.** Leichtzuschlagkorn in Ansicht (links) (Quelle: Liapor) und schematischer Querschnitt des Korns, eingebettet in Zementleim (rechts)

Wasseraufnahme ofentrockener Leichtzuschläge (siehe [10.12, 10.17]). Dies ist im Zuge der Vorbehandlung leichter Gesteinskörnungen und der Dosierung des Zugabewassers zu berücksichtigen.

### Offenporige leichte Gesteinskörnungen

Zu den offenporigen leichten Gesteinskörnungen gehören u. a. Körnungen aus Bims, Lava, Blähton-sand, Blähschiefersand und Kesselsand. Sie sind durch eine gleichmäßig verteilte, hohe Porosität über den gesamten Kornquerschnitt gekennzeichnet und besitzen ein großes kapillares Saugvermögen. Ihr Porensystem wird bei Kontakt mit Wasser bzw. Mehlkornleim – anders als bei Leichtzuschlägen mit Sinterhaut – innerhalb von Sekunden bzw. wenigen Minuten fast vollständig gesättigt. Aufgrund des hohen Vernetzungsgrades der einzelnen Poren und der größeren Porenradien kann das absorbierte Wasser jedoch nicht dauerhaft gehalten werden. Daher wird insbesondere bei hohem Vornässgrad ein Teil des Wassers während des Mischvorgangs wieder abgegeben. Diese unkontrollierte Wasserabgabe, die z. B. auch unter Rüttelreinwirkung auftritt, kann zu Entmischungserscheinungen führen. Andererseits können Schwankungen im Anmachwassergehalt durch die Pufferwirkung der offenporigen Körnungen ausgeglichen werden, wenn das leichte Zuschlagkorn nicht vollständig mit Wasser gesättigt ist.

Bei der Auswahl der Gesteinskörnung zur Herstellung eines Leichtbetons muss beachtet werden, dass offenporige Körnungen eine geringere Kornfestigkeit besitzen als Gesteinskörnungen, die eine Sinterhaut aufweisen. Dies begrenzt die Festigkeit solcher Leichtbetone. Weiterhin muss beachtet werden, dass offenporige Leichtsande i. d. R. einen erhöhten Mehlkorngehalt (Partikel  $\varnothing < 0,125$  mm) aufweisen.

### Vorbehandlung der leichten Gesteinskörnung

Unabhängig von der Art der leichten Gesteinskörnung sollte bei der Vorbehandlung bzw. der Einstellung des Vornässgrads zunächst die Ausgangsfeuchte im Darbversuch nach DIN V 18004 [10.20] bzw. DIN EN 1097-5 [10.21] bestimmt werden. Für trockene geschlossenenporige Gesteinskörnungen entspricht die Menge des erforderlichen Vornässwassers dem Prüfwert der Wasseraufnahme. Sind diese hingegen kernfeucht, berechnet sich die Vornässwassermenge aus der 1,3- bis 1,5-fachen Menge der nach DIN V 18004 [10.20] bestimmten Wasseraufnahme, abzüglich der Ausgangsfeuchte (Kernfeuchte) der Gesteinskörnung.

Anders verhält sich dies für offenporige leichte Gesteinskörnungen. Aufgrund der Gefahr einer erneuten Wasserabgabe bei zu hoher Sättigung sind für offenporige Körnungen Vornässgrade von ca. 2/3 des Messwerts der Wasseraufnahme nach DIN V 18004 [10.20] zu empfehlen.

Die baupraktische Einstellung eines definierten Vornässgrads erfolgt durch gezieltes Mischen der verworgenen, ggf. feuchten leichten Gesteinskörnung mit der berechneten Menge an Vornässwasser, vor der Zugabe der restlichen Betonausgangsstoffe. Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des Leichtbetons sollte der Vornässgrad der Gesteinskörnung auf das für die Verarbeitung erforderliche Mindestmaß begrenzt bleiben.

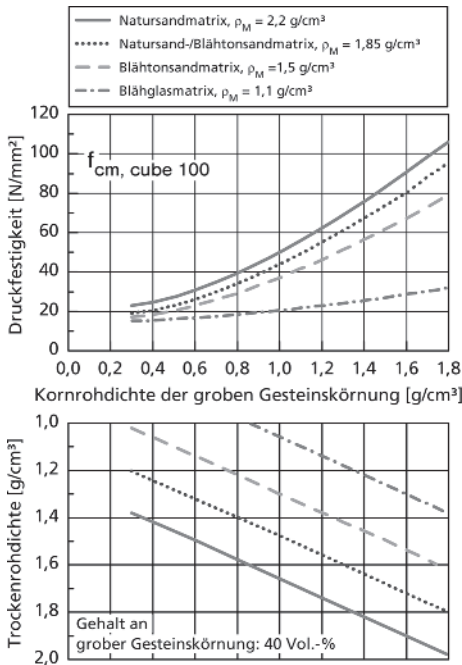
### 10.2.3 Betonzusammensetzung

Da bei Leichtbeton die leichte Gesteinskörnung in der Regel eine geringere Druckfestigkeit als die sie umgebende Zementsteinmatrix aufweist, kann eine Steigerung der Betondruckfestigkeit nur durch eine Anpassung des Wasserzementwerts und des Bindemittelgehalts an die Art der verwendeten Gesteinskörnung erfolgen [10.22–10.24]. Weiterhin ist eine gezielte Abstimmung der Rohdichten der Körnungen, die in einer Mischung verwendet werden, notwendig. Stark unterschiedliche Rohdichten der Mörtelmatrix und der groben Gesteinskörnung können Entmischungserscheinungen zur Folge haben. Vor diesem Hintergrund sind den Wahlmöglichkeiten bezüglich der Art der feinen und groben Gesteinskörnung sowie deren jeweiligen Anteil in der Mischung Grenzen gesetzt.

Ausgehend von den Anforderungen an das spezifische Gewicht, die mechanischen Eigenschaften und die Dauerhaftigkeit des Betons muss bei der Entwicklung einer Betonrezeptur zunächst die Art der zu verwendenden groben Gesteinskörnung festgelegt werden. Hierbei gilt generell, dass mit zunehmender angestrebter Festigkeit auch die Rohdichte der erforderlichen groben Gesteinskörnung zunimmt. Um dennoch eine geforderte Rohdichteklasse des Betons erzielen zu können, ist zu klären, ob diese noch unter Verwendung einer Natursandmatrix erreicht werden kann oder ob der Natursand teilweise oder ganz durch Leichtsand ersetzt werden muss. In Bild 35 sind hierzu Bemessungsdiagramme angegeben, die ausgehend von der angestrebten Druckfestigkeit eine Abschätzung der Kornrohddichte der groben Gesteinskörnung sowie der Art und Zusammensetzung der feinen Gesteinskörnung erlauben.

Im Anschluss an die Auswahl der Art der groben und feinen leichten Gesteinskörnung wird der Mehlkornleimgehalt des Betons festgelegt. Dieser muss gegenüber Normalbeton gleicher Festigkeit um den Faktor 1,10 bis 1,20 erhöht werden und beträgt für übliche Leichtbetone zwischen 330 und 400 dm<sup>3</sup> Leim pro m<sup>3</sup> Beton.

Deutlich schwieriger gestaltet sich die Ermittlung des erforderlichen w/z-Werts. Im Gegensatz zu Normalbeton ist die Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen nicht allein vom w/z-Wert und der Zementart, sondern auch stark von der Festigkeit



**Bild 35.** Nomogramm zur Abschätzung der mittleren Betondruckfestigkeit und Trockenrohdichte von Konstruktionsleichtbeton für Zementsteine mit geringen  $w/z$ -Werten [10.12]

der leichten Gesteinskörnung abhängig. Das Druckversagen eines Leichtbetons wird durch das Zugversagen der leichten Gesteinskörnung bestimmt. Dementsprechend wird die maximal erreichbare Betondruckfestigkeit durch die Art und die Festigkeit der leichten Gesteinskörnung begrenzt. Die für Normalbeton gültige Walz-Kurve ist daher bei Leichtbeton nicht anwendbar.

Zielsetzung des Mischungsentwurfs von Leichtbeton ist es, die leichte Gesteinskörnung durch Wahl einer ausreichend hohen Steifigkeit der Zementsteinmatrix zu entlasten. Der  $w/z$ -Wert von Leichtbeton muss daher deutlich niedriger als für Normalbeton gewählt und an die Festigkeit der leichten Gesteinskörnung angepasst werden. Bild 36 zeigt hierzu eine entsprechend modifizierte Walz-Kurve für Leichtbeton.

Der Zementgehalt des Betons kann unter Kenntnis des äquivalenten Wasserzementwerts  $w/z_{eq}$  entsprechend Gl. (10.1) berechnet werden:

$$z = \frac{V_{Leim} - V_{Luft}}{1/\rho_z + \alpha_S/\rho_S + w/z_{eq} \cdot (1 + k \cdot \alpha_S)} \quad (10.1)$$

Hierin bezeichnet  $z$  den Zementgehalt in  $[\text{kg}/\text{m}^3]$ ,  $V_{Leim}$  und  $V_{Luft}$  den volumetrischen Gehalt an Leim bzw. an Verdichtungs-poren im Beton in  $[\text{dm}^3/\text{m}^3]$ ,  $\alpha_S$  den Quotienten  $s/z$  aus der Masse des Zusatzstoffs und des Zements je  $\text{m}^3$  Beton  $[-]$ ,  $k$  die Anrechenbarkeit des Zusatzstoffs auf den  $w/z$ -Wert,  $\rho_z$  und  $\rho_S$  die Dichte des Zements bzw. des verwendeten Zusatzstoffs in  $[\text{kg}/\text{dm}^3]$  und  $w/z_{eq}$  den äquivalenten Wasserzementwert. Der Gehalt an Verdichtungs-poren kann für Leichtbetone zu 2 bis 3 Vol.-% des Betonvolumens angenommen werden. Alle weiteren Kenngrößen können analog zur Vorgehensweise bei Normalbeton berechnet werden.

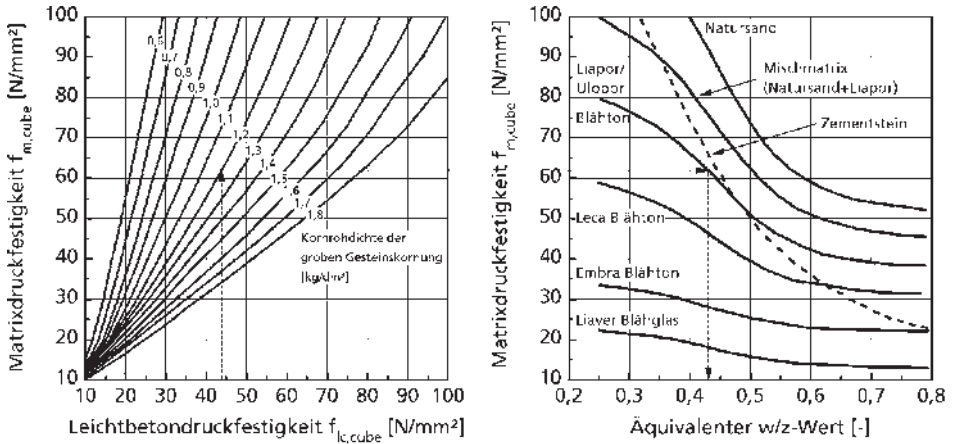
In Bezug auf die zu verwendende Zementart sowie die Art der zu verwendenden Zusatzstoffe unterliegt Konstruktionsleichtbeton den gleichen Anforderungen wie normalschwerer Konstruktionsbeton.

Besondere Beachtung muss bei Leichtbeton der Hydratationswärmeentwicklung des Zements geschenkt werden [10.26]. Aufgrund seiner guten Wärmedämmeigenschaften kann es insbesondere in massigen Leichtbetonbauteilen zu einer starken Temperaturerhöhung kommen. Damit verbunden ist u. a. auch eine Ausdehnung der in der Gesteinskörnung enthaltenen Luft und somit ein Austreiben des in den Körnern gespeicherten Vornässwassers. Bei Temperaturen von über ca.  $70^\circ\text{C}$  kann dieses Wasserangebot im bereits erhärteten Beton, in Verbindung mit Sulfatresten aus dem Zement, eine verstärkte Bildung von Sekundärtringit begünstigen. Das Quellpotenzial dieses Minerals hätte eine massive innere Schädigung des Betons zur Folge.

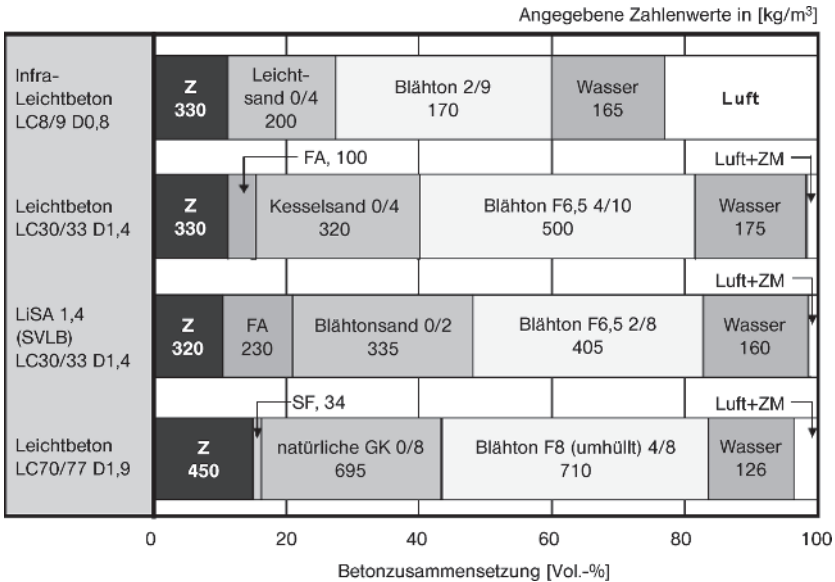
Vor diesem Hintergrund kommen bei der Herstellung von Bauteilen aus Leichtbeton in der Regel Zemente mit einer langsamen Festigkeitsentwicklung zum Einsatz. Besonders positiv haben sich u. a. auch Bindemittelgemische aus Zement und Steinkohlenflugasche erwiesen. Hieraus resultieren ebenfalls ein langsamer Erhärtungsverlauf und eine verlängerte Nachbehandlungsdauer. Daher wird bei Verwendung von Konstruktionsleichtbeton für den Festigkeitsnachweis häufig die 56-Tage-Festigkeit vereinbart.

Der Einsatz von Betonzusatzmitteln und insbesondere von Fließmitteln ist auch bei Leichtbetonen weit verbreitet. Bei der Wahl eines Fließmittels sollte im Vorfeld geprüft werden, wie dieses auf eine mögliche Wasserabgabe der leichten Gesteinskörnung reagiert. Robuste Betonmischungen werden in der Praxis unter Verwendung stabilisierender Betonzusatzmittel erzielt.

In Bild 37 sind exemplarisch die Zusammensetzungen eines normalfesten und hochfesten Konstrukti-



**Bild 36.** Modifizierte Walz-Kurve zur Abschätzung des erforderlichen Wasserzementwerts  $w/z_{eq}$  für die Zementgüte CEM 52,5 in Abhängigkeit von der Kornrohdichte der groben Gesteinskörnung, der Sandart sowie der angestrebten Leichtbetondruckfestigkeit  $f_{l,cube}$  [10.12]



**Bild 37.** Exemplarischer Vergleich der Zusammensetzung verschiedener Leichtbetone (Vornässgrad der leichten Gesteinskörnung entsprechend Abschn. 10.2.2)

onsleichtbetons LC30/33 D1,4 bzw. LC70/77 D1,9 [10.13] sowie eines selbstverdichtenden Leichtbetons LiSA 1,4 (LC30/33 D1,4, SVLB) [10.27] und eines Schaum-Leichtbetons (Infra-Leichtbeton, LC8/9 D0,8) [10.25] aus Zement (Z), Flugasche (FA), Silicastaub (SF), Wasser, Luft, Betonzusatzmittel (ZM) und verschiedenen Gesteinskornarten (GK) dargestellt. Letztere Rezeptur ist derzeit nicht durch DIN 1045-2 [10.3] abgedeckt.

Neben den üblichen Kenngrößen Wasserzementwert, Zement- und Zusatzstoffgehalt sowie Art und Einwaage der Gesteinskörnung muss bei Leichtbeton zusätzlich der Vornässgrad der leichten Gesteinskörnung angegeben werden. Er wird häufig indirekt, d. h. über den sog. Gesamtwassergehalt angegeben [10.28]. Dieser errechnet sich aus der Summe des w/z-wirksamen Anmachwassers, des zugegebenen Vornässwassers und der Ausgangsfeuchte der Gesteinskörnung. Eine Überprüfung des Gesamtwassergehalts mittels eines Darrversuchs kann z. B. als Annahmekontrolle auf der Baustelle dienen, um ggf. stark unterschiedliche Feuchtegehalte der leichten Gesteinskörnung und damit ein unterschiedliches Trocknungs- bzw. Schwindverhalten auszuschließen.

## 10.2.4 Herstellung, Transport und Verarbeitung

Die Eigenschaften von Leichtbeton im frischen Zustand werden maßgeblich durch das Feuchteabsorptionsverhalten der leichten Gesteinskörnung bestimmt. Bei der Verwendung trockener Gesteinskörnung ist im Vorfeld der Betonherstellung das Wasseraufnahmevermögen zu ermitteln. Kommt feuchte Gesteinskörnung zum Einsatz, muss zunächst deren Wassergehalt bestimmt werden. Dies geschieht vorzugsweise durch Darren (nach DIN EN 1097-5 [10.21]). Eine automatische Feuchtebestimmung mittels Sensoren ist bei Leichtzuschlägen nicht möglich. Mit Kenntnis des Wassergehalts und des Wasseraufnahmevermögens können die Einwaage der Körnung und die für eine ausreichende Vornässung notwendige Menge an Vornässwasser berechnet werden (s. Abschn. 10.2.2).

Im Rahmen der Betonherstellung wird zunächst die erforderliche Menge an leichter Gesteinskörnung dem Mischer zugeführt. Anschließend wird die berechnete Menge an Vornässwasser zugegeben und zusammen mit der Gesteinskörnung gemischt. Danach werden Zement und Zusatzstoffe sowie das Anmachwasser und ggf. Zusatzmittel dosiert.

Nach der Anlieferung auf der Baustelle muss Leichtbeton zunächst gründlich im Fahrmischer aufgemischt werden. Anschließend sollte eine repräsentative Probe entnommen und das Ausbreitmaß bestimmt werden. Auch bei Konstruktionsleichtbeton hat sich die Einstellung der Regelkonsistenz (Konsistenzklasse F3; Ausbreitmaß  $\lambda$  zwi-

schen 42 und 48 cm) als sehr geeignet erwiesen. Sie bewirkt ein robustes Verarbeitungsverhalten und das Risiko einer Überverdichtung bzw. Entmischung bleibt begrenzt.

Insbesondere zu Beginn eines großen Betonierabschnitts ist es ratsam, den Gesamtwassergehalt des Betons der ersten Lieferchargen mittels eines Darrversuchs zu überprüfen (s. auch Abschn. 10.2.3). So können Sollwertabweichungen des Vornässgrades oder des Anmachwassergehalts schnell festgestellt und die Wassergabe im Transportbetonwerk entsprechend korrigiert werden. Bei langen Transportzeiten zwischen dem Herstellwerk und der Baustelle sollte überlegt werden, ob die Einstellung der Betonkonsistenz auf der Baustelle mithilfe einer mobilen Dosieranlage für Betonzusatzmittel erfolgen kann. Umweltbedingte Einflüsse auf die Betonverarbeitung können dadurch minimiert werden. Hierbei sind die einschlägigen Regeln zum Dosieren von Betonzusatzmitteln in Fahrmischern zu beachten.

Die Förderung von Konstruktionsleichtbeton muss in der Regel mit dem Betonkübel erfolgen, da ein Pumpen bei Einhaltung der empfohlenen Konsistenzklasse nicht möglich ist bzw. zur Verstopfung der Förderleitung führt [10.30, 10.31]. Lediglich bei der Verwendung von selbstverdichtendem Leichtbeton gelingt die Pumpförderung (s. Abschn. 10.2.7) [10.27, 10.29]. Diese wirkt sich positiv auf die Qualität des zu betonierenden Bauteils aus, da die Betonförderung kontinuierlich erfolgt und die Gefahr einer Schüttlagenbildung ausgeschlossen wird. Für beide Förderungsarten gilt, dass ein Lufteintrag in den Beton durch zu große Fallhöhen ausgeschlossen werden muss. Beim Betonieren mit dem Betonkübel ist daher die Verwendung von Schütttrichtern und Schläuchen mit sich nach unten verjüngendem Querschnitt anzuraten.

Konstruktionsleichtbeton erfordert eine intensivere Verdichtung als dies bei herkömmlichem Beton der Fall ist. Beim Einsatz eines Innenrüttlers bedeutet dies ein engmaschigeres und längeres Eintauchen. Dabei muss jedoch eine Überverdichtung, die eine Entmischung des Betons zur Folge haben könnte, vermieden werden. Der Abstand der Eintauchstellen der Rüttelflasche sollte in Abhängigkeit von der Frischbetonrohddichte – abweichend vom Vorgehen bei Normalbeton – auf das Fünf- bis Sechsfache des Rüttelflaschendurchmessers reduziert werden. Die Schüttlagenhöhe bei wandartigen Bauteilen sollte maximal 30 bis 40 cm betragen.

Während der Betonherstellung und -verarbeitung steht die verwendete leichte Gesteinskörnung im ständigen Feuchteaustausch mit der umgebenden Mehlkörnleimmatrix. Da eine übermäßige Wasserabgabe der vorgehärteten Gesteinskörnung Entmischungserscheinungen bedingen würde, darf nur eine untersättigte Körnung eingesetzt werden. Unter



dieser Voraussetzung wirkt das Absorptionsvermögen der Körnung puffernd auf leichte Schwankungen im Anmachwassergehalt. Dies hat eine erhebliche Vergleichmäßigung der Frischbetoneigenschaften zur Folge.

### 10.2.5 Festbetonverhalten von Konstruktionsleichtbeton

Besonderheiten im Festbetonverhalten von Konstruktionsleichtbetonen sind primär auf die spezifische Tragwirkung und den Versagensmechanismen des Leichtbetons zurückzuführen. Während bei normal-schwerem Konstruktionsbeton der Lastabtrag im Gefüge über die steife Gesteinskörnung erfolgt, bewirkt die geringe Steifigkeit und Festigkeit einer leichten Gesteinskörnung den Kraftfluss nahezu ausschließlich über die Mörtelmatrix. Leichtbetone kennzeichnet auch ein spröderes Bruchverhalten, das bei der Bemessung berücksichtigt werden muss.

Weiterhin weisen Leichtbetone ein von Normalbeton deutlich abweichendes hygrisches Verformungsverhalten auf. Dieses wird durch anfängliche Quellverformungen geprägt, denen erst im höheren Alter die typischen Schwindverkürzungen folgen. Zudem wird bei Leichtbeton eine über Jahre andauernde Trocknung beobachtet, die oftmals die Bildung von feinen Krakelee-Rissen an der Betonoberfläche zur Folge hat.

### Mechanische Eigenschaften

Im jungen Alter hängt die Druckfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton wie bei Normalbeton vorwiegend von der Zementsteinfestigkeit ab. Näheret sich die Zementsteinfestigkeit im Zuge der Hydratation jedoch der Kornfestigkeit, so wächst der Einfluss der Gesteinskörnung und der Dicke der Zementsteinschichten. Daher nimmt die Druckfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton im Gegensatz zu Normalbeton bei Verwendung von Portlandzement mit steigendem Alter nach etwa einer Woche nicht mehr wesentlich zu. Dagegen ist eine deutliche Steigerung der Druckfestigkeit bei einem gegebenen Prüfalter mit steigendem Zementgehalt bei gleichem Wasserzementwert zu erwarten.

Um eine bestimmte Druckfestigkeit zu erreichen, ist bei Leichtbeton ein etwas geringerer wirksamer Wasserzementwert als bei Normalbeton erforderlich. Da die im Einzelfall bei einer bestimmten Leichtbetonrohndichte maximal erreichbare Betonfestigkeit von der Festigkeit des Zuschlags bestimmt wird, kann jeder Leichtzuschlagart eine obere Betongrenzfestigkeit zugeordnet werden [10.11, 10.12, 10.22]. Weiterhin ist auch bei Leichtbeton eine Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Lagerungsart gegeben [10.32]. Über die Druckfestigkeit von Leichtbeton bei Teilflächenbelastung wird in [10.33] berichtet.

Obwohl Leichtbeton bei gleicher Druckfestigkeit wie Normalbeton meist eine höhere Zementsteinfestigkeit besitzt und die Haftung zwischen Zuschlag und Zementstein häufig besser als bei Normalbeton ist, bewirkt die geringe Festigkeit der leichten Gesteinskörnung letztlich eine verminderte Zugfestigkeit des Leichtbetons. Entsprechende Versuche haben gezeigt, dass die Größe der Biegezugfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und zentrischen Zugfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton meist etwas geringer ist als bei Normalbeton gleicher Druckfestigkeit. Die vorübergehende Abminderung der Biegezug- und der zentrischen Zugfestigkeit als Folge eines Austrocknens kann bei Leichtbeton sehr viel ausgeprägter als bei Normalbeton auftreten (siehe u. a. DIN EN 1992-1-1 [10.2] sowie [10.10, 10.14, 10.34]).

Die Dauerstandfestigkeit von Leichtbeton ist mit ca. 70 bis 75 % der Kurzzeitfestigkeit im Alter von 28 Tagen etwas geringer als jene von Normalbeton. Diese stärkere Abminderung wird damit erklärt, dass Leichtbetone i. Allg. eine geringere Nacherhärtung als Normalbetone zeigen, sodass der kritische Zeitraum, während dem ein Dauerstandsversagen möglich ist, entsprechend länger andauert [10.12].

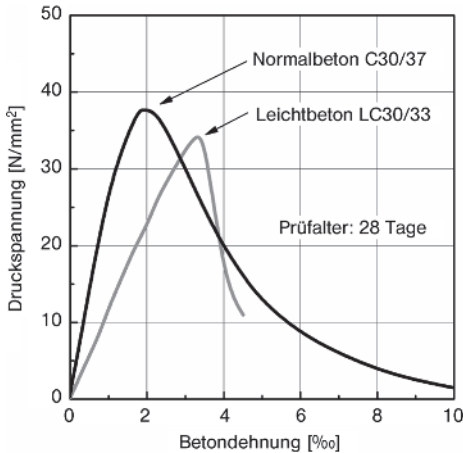
Die Druckschwellfestigkeit von Leichtbeton ist ebenfalls etwas niedriger als jene von Normalbeton [10.35]. Dagegen entspricht die Querdehnzahl von Leichtbeton der von Normalbeton.

Der E-Modul von Leichtbeton  $E_{lcm}$  ist ausgeprägt von der Art der verwendeten Gesteinskörnung abhängig. Seine Größe korreliert eng mit der Betonrohndichte  $\rho$ . Daher wird der E-Modul von Konstruktionsleichtbeton nach DIN EN 1992-1-1 [10.2] unter Verwendung der Beziehung  $E_{lcm} = E_{cm} \cdot (\rho/2200)^2$  aus dem E-Modul für normal-schweren Beton  $E_{cm}$  gleicher Druckfestigkeit abgeschätzt [10.37, 10.38].

In den Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Leichtbeton spiegelt sich ein im Vergleich zu Normalbeton deutlich spröderes Verhalten wider (Bild 38). Im ansteigenden Ast ist ein spannungslineares Verhalten bis zu höheren Belastungsgraden gegeben. Die Bruchdehnung nimmt mit steigender Druckfestigkeit zu. Mit Werten von 2,5 bis 3,5 ‰ ist sie größer als jene von Normalbeton. Auffallend ist der im Vergleich zu Normalbeton gleicher Festigkeit wesentlich steiler abfallende Ast der Spannungs-Dehnungskurve [10.12]. Dies wird bei der Bemessung von Stahlleichtbeton- bzw. von Spannbetonkonstruktionen durch eine Anpassung des Parabel-Rechteck-Diagramms berücksichtigt [10.10].

Kriechdehnungen treten bei Konstruktionsleichtbeton in derselben Größenordnung wie bei normal-schwerem Konstruktionsbeton gleicher Festigkeitsklasse auf [10.38–10.41]. Die an sich zur erwarten-





**Bild 38.** Spannungs-Dehnungs-Diagramm für einen Normalbeton C30/37 und einen Leichtbeton LC30/33 (Prüfalter)

de erhöhte Kriechneigung des Leichtbetons wird wegen der vergleichsweise wenig steifen leichten Gesteinskörnung durch das geringere Kriechen seiner festeren Zementsteinmatrix kompensiert. Die Kriechzahl von Leichtbeton ist jedoch geringer als jene eines gleichfesten Normalbetons unter denselben Randbedingungen. Dies resultiert aus der Definition der Kriechzahl gemäß Gl. (6.17) und dem Sachverhalt, dass die elastische Dehnung mit sinkender Rohdichte des Leichtbetons deutlich ansteigt. Zur Abschätzung der Kriechzahl eines

Leichtbetons aus dem Kriechverhalten eines normalschweren Betons gleicher Festigkeit ist nach DIN EN 1992-1-1 die Kriechzahl des normalschweren Betons mit dem Faktor  $\eta_E = (\rho/2200)^2$  abzumindern. Dies ist konsistent, da der E-Modul von Leichtbeton mit demselben Faktor abgemindert wird (siehe oben). Im *fib* Model Code 2010 wird dieselbe Vorgehensweise vorgeschlagen [6.41].

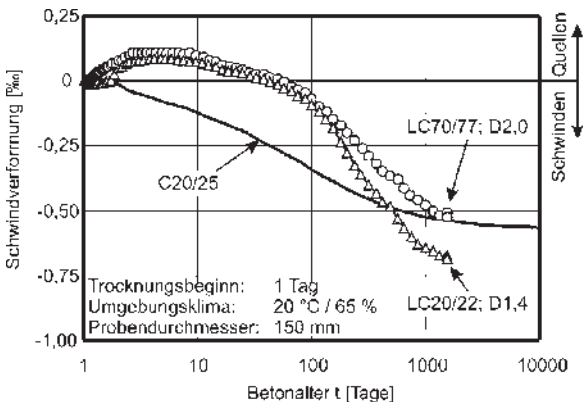
Die Wärmedehnung von Leichtbeton darf gegenüber normalschwerem Beton mit dem Faktor 0,8 abgemindert werden.

Nähere Angaben zum Schubtragverhalten von Leichtbeton, zu Spannleichtbeton und zur Verbundproblematik in Leichtbeton finden sich in [10.42, 10.43].

### Trocknungs- und hygrisches Verformungsverhalten

Leichtbeton unterscheidet sich in seinem Trocknungs- und hygrischen Verformungsverhalten erheblich von Normalbeton [10.39, 10.44]. Dies ist im Wesentlichen auf das in der leichten Gesteinskörnung gespeicherte Wasser zurückzuführen, welches nur sehr langsam an die umgebende Zementsteinmatrix und schließlich an die Luft abgegeben wird. Der Feuchtetransport erfolgt dabei anders als bei Normalbeton nicht nur über das Kapillarporensystem des Zementsteins, sondern auch über die Poren der leichten Gesteinskörnung.

Charakteristisch für das hygrische Verformungsverhalten von Konstruktionsleichtbeton sind Quellverformungen im frühen Betonalter, die erst bei länger andauernder Trocknung durch Schwindprozesse abgebaut werden bzw. in eine Schwindverkürzung übergehen (Bild 39). Wie aus Bild 39 ebenfalls



**Bild 39.** Schwindverformung eines normalfesten (LC20/22; D1,4) sowie hochfesten (LC70/77; D2,0) Konstruktionsleichtbetons im Vergleich zu Normalbeton C20/25

deutlich wird, können Quellverformungen nur erfasst werden, wenn die Verformungsmessung in möglichst jungem Betonalter beginnt.

In Abhängigkeit vom Feuchtegradienten über den Bauteilquerschnitt treten erhebliche lokale Verformungsunterschiede infolge von Quellen und Schwinden auf. Diese rufen Eigenspannungen, und bei Erreichen der Betonzugfestigkeit, die Ausbildung von Rissen hervor. Da die Feuchte- und Verformungsgradienten ihren Maximalwert i. d. R. erst in einem Betonalter zwischen 90 und 180 Tagen erreichen, ist eine intensive und langandauernde Nachbehandlung bei Konstruktionsleichtbeton allein nicht ausreichend, um die Rissbildung in der oberflächennahen Randzone zu begrenzen. Der Schlüssel hierfür liegt vielmehr in der Reduktion des Vornässgrades der leichten Gesteinskörnung und damit der Kernfeuchte des Betons.

Das Schwinden des Leichtbetons entspricht nach DIN EN 1992-1-1, analog jenem von Normalbeton, der Summe aus Grundschwinden und Trocknungsschwinden, welches gegenüber Normalbeton gleicher Druckfestigkeit um den Faktor 1,5 bzw. 1,2 (für LC 20/22 und höher) zu erhöhen ist. Dasselbe Konzept findet sich auch im *fib* Model Code 2010. Dies stellt sicherlich eine vereinfachende Abschätzung für die vergleichsweise komplexe Schwindcharakteristik von Leichtbeton dar. Wie bereits erläutert, hängt die Größe des Trocknungsschwindens ganz entscheidend vom Feuchtegehalt der porösen leichten Gesteinskörnung ab. Solange die Zuschläge im Inneren eines Betonbauteils das in ihnen gespeicherte Wasser an die hydratisierende und trocknende Zementsteinmatrix abgeben, tritt ein Quellen auf. Diese Verformung geht erst dann in ein Schwinden über, wenn das Feuchtereservoir allmählich aufgezehrt ist oder die von der Oberfläche aus eintretende Trocknungsfront das Verformungsverhalten dominiert. In [10.44] wird hierzu ein Modell vorgestellt, das neben der Berechnung der zu erwartenden Endschwindverformungen auch den zeitlichen Verlauf des Schwindens von Konstruktionsleichtbeton abbildet.

### Dauerhaftigkeit

Die hohe Dauerhaftigkeit von Konstruktionsleichtbeton hat ihre Ursache in der dichten, gegenüber Normalbetonen festeren Zementsteinmatrix und dem ausgezeichneten Verbund zwischen Matrix und leichtem Gesteinskorn. Dieser entsteht durch die Verzahnung zwischen Korn und Matrix und die gute Hydratation im Bereich der Kontaktzone sowie durch eine hydraulische bzw. puzzolane Reaktion zwischen Kornoberfläche und angrenzendem Zementstein. Neuere Untersuchungen bestätigen den hohen Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstand von Leichtbeton, der sich in der Praxis auch bei scharfer Witterungsbeanspruchung seit Jahren bewährt hat [10.15, 10.45, 10.46]. Neben den oben

genannten Einflussfaktoren ist dies auch auf die Porosität der leichten Gesteinskörnung zurückzuführen. Dem gefrierenden Wasser sowie kristallisierenden Salzen steht dadurch ein ausreichendes Volumen für die Expansion zur Verfügung. Voraussetzung hierfür ist jedoch ein moderater Vornässgrad der leichten Gesteinskörnung.

Auch hinsichtlich des Carbonatisierungsverhaltens liegen keine wesentlichen Unterschiede zum Verhalten von normalschwerem Konstruktionsbeton vor. Mit der in Richtlinien geforderten Erhöhung der Betondeckung wird lediglich dem Sachverhalt Rechnung getragen, dass ein den Bewehrungsstab berührendes Zuschlagkorn als Diffusionsbrücke für  $\text{CO}_2$  wirken kann. Dies gilt insbesondere für Betone mit Leichtsandmatrix. Aufgrund des hohen Mehlgorgehalts in Verbindung mit der hohen Porosität sind diese Betone deutlich diffusionsoffener als Betone mit Natursandmatrix. Die Carbonatisierung schreitet daher in Betonen mit Leichtsand rascher voran. Dennoch können für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Leichtbeton die Grenzwerte für die Zusammensetzung von Beton nach DIN 1045-2 [10.3] bzw. DIN EN 206-1 [10.4] herangezogen werden.

### Bauphysikalische Eigenschaften

Ein großer Vorteil von Leichtbeton ist seine geringere Wärmeleitfähigkeit. Bild 40 zeigt die Wärmeleitfähigkeit von Leichtbeton in Abhängigkeit von der Betontrockenrohdichte. Wollte man allerdings den geforderten Wärmedurchlasswiderstand von  $R = 1,2 \text{ (m}^2 \cdot \text{K)}/\text{W}$  für ein Außenwandbauteil ohne zusätzliche Dämmung erreichen, wäre bei einer Trockenrohdichte von  $\rho = 0,8 \text{ kg}/\text{dm}^3$  immer noch eine Wanddicke von  $d = 0,48 \text{ m}$  erforderlich.

Die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen aus Leichtbeton ist wegen dessen geringerer Wärmeleitfähigkeit, einer kleineren Wärmedehnzahl und der erhöhten Verformbarkeit größer als bei Bauteilen aus Normalbeton [10.48]. Dem bei Brandversuchen zu beobachtenden Abplatzen von Leichtbetonschichten, das durch hohe Wasserdampfdrücke, ausgehend von hohen Zuschlagfeuchtegehalten, verursacht wird, kann heutzutage durch die Zugabe von hydrophoben, niederschmelzenden Fasern wirksam begegnet werden.

Die Schallschutzeigenschaften von Leichtbeton werden in [10.49] behandelt. Grundsätzlich gilt, dass Leichtbeton aufgrund seiner geringeren Rohdichte ein im Vergleich zu Normalbeton geringeres Schalldämmmaß besitzt. Demgegenüber weist er Vorzüge bei der Trittschalldämmung auf.

### 10.2.6 Zur Planung von Bauwerken aus Konstruktionsleichtbeton

Wie bei der Planung von Bauobjekten aus Normalbeton stehen zu Beginn der Verwendung von Kons-

truktionsleichtbeton zunächst rein technische Kriterien, wie die Druckfestigkeit, die Steifigkeit und die Rohdichte des Betons im Vordergrund. Entscheidungskriterium für die Wahl eines Leichtbetons ist in der Regel das geringe spezifische Gewicht und die gute Wärmedämmwirkung dieses Baustoffs. Eine einfache Vorbemessung kann dabei mithilfe von Bild 40 erfolgen. Unter Kenntnis der anzustrebenden Betontrockenrohichte und der festgelegten mechanischen Kenngrößen kann im nächsten Schritt die Vorplanung der Betonzusammensetzung entsprechend Abschnitt 10.2.3 erfolgen.

Besondere Beachtung muss bei der Planung von Bauwerken aus Konstruktionsleichtbeton der Bemessung im Hinblick auf Eigen- und Zwangspannungen, die aus der abfließenden Hydratationswärme, insbesondere aber aus der hygrischen Verformung des Betons resultieren (s. Abschn. 10.2.5), geschenkt werden. Obwohl diese durch geeignete betontechnologische Maßnahmen reduziert werden können, muss das Verformungsbestreben bei der Bauteilbemessung sowie der Planung des Fugenbilds Berücksichtigung finden.

Die unter dem Oberbegriff „Konstruktionsleichtbeton“ zusammengefassten Baustoffe differieren in ihren Eigenschaften deutlich stärker, als dies bei normalschwerem Beton der Fall ist. Der Grund hierfür beruht auf den großen Unterschieden in den Eigenschaften der heute verfügbaren leichten Gesteinskörnungen. Vor diesem Hintergrund wird dringend empfohlen, bei der Ausschreibung von Objekten in Konstruktionsleichtbeton auch die Art und ggf. sogar den Hersteller der leichten Gesteinskörnung von vornherein festzulegen.

Die Ausschreibung sollte aus betontechnologischer Sicht mindestens folgende Angaben enthalten:

- erforderliche Druckfestigkeit im Bemessungsalter (bei Leichtbeton ist die Verschiebung des Bemessungsalters auf 56 Tage nicht unnötig),
- Dauerhaftigkeitsanforderungen (Expositionsklassen nach DIN 1045-2 [10.3] und DIN EN 206-1 [10.4],
- Rohdichteklasse bzw. Zielwert der Betontrockenrohichte,
- Wärmedämmeigenschaft bzw. Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$ ,
- ggf. Sichtbetonanforderungen entsprechend [10.51],
- Art und ggf. Herkunft der verwendeten leichten Gesteinskörnung,
- Angaben zur Gestaltung des Qualitätssicherungssystems.

In vielen Fällen hat es sich als sinnvoll erwiesen, bereits zum Zeitpunkt der Ausschreibung einen Betontechnologen hinzuzuziehen.

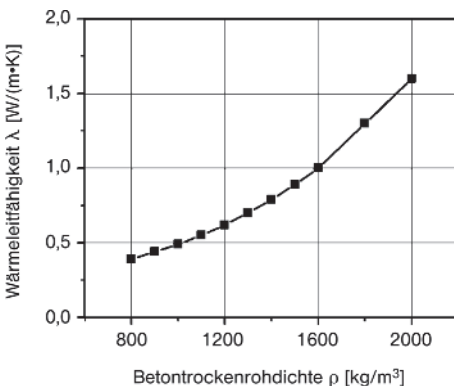
### 10.2.7 Selbstverdichtender Konstruktionsleichtbeton

Zu den wesentlichen Vorzügen von selbstverdichtendem Leichtbeton (SVLB) gegenüber herkömmlichem Konstruktionsleichtbeton gehören sicherlich seine robusten Frischbetoneigenschaften, die das Pumpen ermöglichen, in Verbindung mit Festbetoneigenschaften, die denen eines herkömmlichen Konstruktionsleichtbetons vergleichbar sind. Durch den Einsatz von SVLB können insbesondere im Fertigteilbereich schlankere Bauteile hergestellt und somit die Kosten bei Transport und Einbau dieser Bauteile erheblich reduziert werden. Beim Bauen im Bestand eröffnen die Vorzüge der Selbstverdichtung und Pumpbarkeit sowie der geringen Eigengewichtslasten bei höherer Festigkeit und gutem Wärmedämmvermögen vielfältige Anwendungen (siehe [10.52]).

#### Zusammensetzung und Frischbetoneigenschaften

Die Zusammensetzung von selbstverdichtendem Leichtbeton ähnelt jener von normalschwerem SVB (s. Bild 37) und ist durch einen gegenüber herkömmlichem Konstruktionsleichtbeton um ca.  $100 \text{ dm}^3/\text{m}^3$  erhöhten Mehlkorngelbalt gekennzeichnet. Die Verwendung von SVLB in der Baupraxis wurde durch eine bauaufsichtliche Zulassung geregelt (s. Tabelle 37), die inzwischen jedoch ausgelaufen ist.

Untersuchungen an Frischbeton zeigen, dass SVLB bis zu einem Betonalter von zwei Stunden uneingeschränkt gute selbstverdichtende Eigenschaften besitzt. Das auf das Absorptionsverhalten zurückzuführende Puffervermögen der leichten Gesteinskörnung gegenüber Schwankungen im Wasserhaushalt des Frischbetons verleiht diesen Betonen eine hohe



**Bild 40.** Wärmeleitfähigkeit von Leichtbeton nach DIN V 4108-4 [10.47]

**Tabelle 37.** Bemessungsrelevante Eigenschaften selbstverdichtender Leichtbetone

Kennwert	Selbstverdichtender Leichtbeton		
	LiSA 1,3 (SVLB)	LiSA 1,4 (SVLB)	LiSA 1,6 (SVLB)
Druckfestigkeitsklasse	min. LC30/33		min. LC35/38
Rohdichteklasse	D1,4		D1,6
Schwinden und Kriechen	nach DIN 1045-1 für Leichtbeton		
zulässige Expositionsklassen	X0, XC1–XC4, XD1, XD2, XS1, XS2, XF1, XA1		
Wärmeleitfähigkeit [W/(m · K)]	< 0,60 <sup>a)</sup>		< 0,80 <sup>a)</sup>
Festigkeitsentwicklung	langsam		
Frischbetonrohddichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	1550		1800
Schalungsdruck	hydrostatisch <sup>b)</sup>		

<sup>a)</sup> Nach Zulassung Z-23.11-1244, die inzwischen jedoch ausgelaufen ist.

<sup>b)</sup> Bis weitere Nachweise vorliegen.

Robustheit in Bezug auf die Entmischungsstabilität [10.27]. Umfangreiche Laboruntersuchungen sowie mehrere großtechnische Betonagen belegen, dass SVLB problemlos per Pumpförderung eingebaut werden kann. Hergestellte Musterbauteile erreichen Sichtbetonqualität [10.29].

### Festbetoneigenschaften

Selbstverdichtender Leichtbeton entspricht in seinen Festbetoneigenschaften herkömmlichem Konstruktionsleichtbeton gleicher Druckfestigkeit. Die Bemessung von Bauteilen aus SVLB kann somit nach nach DIN EN 1992-1-1 [10.2] erfolgen. Dies gilt ebenfalls für die Abschätzung des Schwind- und Kriechverhaltens, für welches DIN EN 1992-1-1 – wie Versuchsergebnisse belegen – eher zu große Verformungswerte angibt. Tabelle 37 gibt eine Übersicht über alle bemessungsrelevanten Kennwerte.

Die technischen Voraussetzungen für die Herstellung von SVLB sind in nahezu jedem modernen Betonwerk gegeben. Vor der Herstellung und Verwendung der Betone ist lediglich die Durchführung einer Erstprüfung erforderlich. Die Qualitätssicherung ist im WPK-Handbuch zu den Betonen geregelt.

## 10.3 Porenbeton

Betone bei denen die Rohdichte der Zementsteinmatrix durch Einführung von Luftporen reduziert wird, bezeichnet man als Poren-, Gas- oder Schaumbetone [10.52]. Solche feinkörnigen Betone, die durch Gas bzw. Schaum oder andere Mittel poriert werden, enthalten als Bindemittel meist Zement, teilweise aber auch Baukalk oder ein Gemisch aus beiden. Als Gesteinskörnung werden vorzugsweise Quarzsande verwendet, als Zusatz-

stoff u. a. kieselsäurereiche Flugasche, gemahlene Hochofenschlacke und silikatischer Feinstaub. Dieser Beton benötigt einen hohen Anteil an Feinstoffen mit mindestens 30 % Mehlkorn und je nach Art eine zähflüssige bis zähweiche Frischbetonkonsistenz, damit die Poren im Frischbeton entstehen können und erhalten bleiben. Das sichere Erreichen bestimmter Eigenschaften des erhärteten Betons setzt eine sehr gleichmäßige Frischbetonkonsistenz und Betonzusammensetzung sowohl hinsichtlich der Art und der Eigenschaften der Ausgangsstoffe als auch hinsichtlich deren Anteile im Beton voraus. Auch die Herstellungs-, Lagerungs- und Erhärtingsbedingungen müssen eine hohe Gleichmäßigkeit besitzen. Grundsätzlich möglich sind die Erhärtung im gespannten Dampf, die Erhärtung bei erhöhter Temperatur im nichtgespannten Dampf und die Erhärtung an der Luft. Letztere ist wegen der langen Erhärtingszeit jedoch i. Allg. ohne praktische Bedeutung.

Bei der Herstellung von Porenbeton werden dem Frischbeton Blähmittel, heute fast ausschließlich auf der Basis von Aluminiumpulver, zugemischt, die nach Einbringen des Frischbetons in entsprechende Formen durch Bildung von Wasserstoff den Blähvorgang bewirken.

Bei Schaumbeton entsteht der Porenraum durch Zugabe eines Schaumbildners während des Mischvorgangs oder durch Einmischen eines möglichst stabilen Schaums. Da man durch neuere Entwicklungen heute auch stabile Schäume herstellen kann, die sich gut im Beton untermischen lassen, hat Schaumbeton wieder an Bedeutung gewonnen [10.53]. Derartige Betone sind jedoch weder durch die einschlägigen Porenbetonnormen noch durch DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 206-1/DIN 1045-2 abgedeckt.

Porenbetone nach DIN EN 771-4 [10.7], DIN V 4165-100 [10.5] und DIN 4166 [10.6] werden dampfgehärtet. Dabei wird zwischen Porenbetonnormalbausteinen (DIN EN 771-4 [10.7]), Porenbetonplansteinen und Planelementen (DIN 4166 [10.6]) sowie zwischen Porenbeton-Bauplatten und Porenbeton-Planbauplatten (DIN V 4165-100 [10.5]) unterschieden. Während Porenbetonnormalbausteine und Bauplatten in Normal- oder Leichtmauermörtel versetzt werden dürfen, ist für die Verarbeitung von Plansteinen bzw. Planbauplatten ein Dünnbettmörtel vorgesehen. Entsprechend unterscheiden sich beide Produktgruppen auch in den Anforderungen an ihre Maßhaltigkeit. Während für Normalbausteine und Bauplatten Abweichungen in Länge, Breite und Höhe bis zu  $\pm 3$  mm (für Normalbausteine bis zu 5 mm in Länge und Höhe) zulässig sind, wird für Plansteine und Planbauplatten eine Maßhaltigkeit von 1,5 mm für Länge und Dicke und von 1 mm für die Höhe gefordert.

Die Rohdichte des Porenbetons ist nach DIN EN 771-4 [10.7] vom Hersteller anzugeben und beträgt i. d. R. zwischen 350 und 1000 kg/m<sup>3</sup>. Porenbeton-Bauplatten und -Planbauplatten sind nach DIN 4166 [10.6] entsprechend ihrer Rohdichte in Rohdichteklassen von 0,35 bis 1,00 einzustufen. Ferner werden die Porenbeton-Plansteine und -Planelemente in die Festigkeitsklassen 2, 4, 6 und 8 mit mittleren Druckfestigkeiten von 2,5; 5,0; 7,5 und 10 N/mm<sup>2</sup> eingeteilt. Für Porenbetonnormalbausteine nach DIN EN 771-4 [10.7] ist hingegen keine Festigkeitskategorisierung vorgesehen. Stattdessen muss die Druckfestigkeit des Steins entweder als mittlere Festigkeit oder aber als charakteristische Festigkeit angegeben werden. Die Druckfestigkeit muss dabei mindestens 1,5 N/mm<sup>2</sup> betragen (siehe DIN EN 771-4 [10.7]).

Für weitere Angaben zu Porenbeton siehe auch [10.53–10.56].

## 10.4 Haufwerksporiger Leichtbeton

Als wärmedämmender Leichtbeton für tragende Bauteile mit geringen Festigkeitsanforderungen findet in erster Linie haufwerksporiger Leichtbeton mit poröser leichter Gesteinskörnung nach DIN EN 13055-1 [10.19] wie z. B. Naturbims, Schaumlava, Blähton, Blähschiefer, Hüttenbims, Ziegelsplitt und Sinterbims Verwendung. Derartige Betone sind in DIN EN 1520 [10.8] in Verbindung mit DIN 4213 [10.9] geregelt und dürfen nur für die Herstellung von Betonwaren und Betonfertigteilen verwendet werden. Anwendungsbeispiele hierfür sind z. B. Deckenhohlkörper (DIN 4158 [10.56]), Formstücke für Hausschornsteine (DIN 18150-1 [10.57]), Hohlblocksteine (DIN V 18151-100 [10.58]), Vollsteine (DIN V 18152-100 [10.59]), unbewehrte Wandbauplatten (DIN 18162 [10.60]) und Stahlbetondielen aus Leichtbeton (DIN EN 1520 [10.8]),

aber auch Wände aus Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge (DIN EN 1520 [10.8], DIN 4213 [10.9]).

Zur Gruppe der haufwerksporigen Betone gehören auch solche, bei denen Holzwolke oder Holzspäne als Zuschlag eingesetzt werden. Derartige Betone werden zur Herstellung von Leichtbauplatten (DIN EN 13168 [10.61], DIN 4108-10 [10.62]) und von Wand- und Deckenhohlkörpern verwendet.

Die umfangreichen Erfahrungen über die Zusammensetzung, Herstellung und den Einbau von Normalbeton können auf haufwerksporige Betone meist nicht übertragen werden, da diese anderen technologischen Gesetzmäßigkeiten unterliegen. Die Eigenschaften dieser Betone, insbesondere die Wärmedämmung und die Festigkeit, sind in erster Linie von den Eigenschaften der Gesteinskörnung (Porengehalt und Porenverteilung, Saugvermögen, Kornfestigkeit), von den Eigenschaften und der Menge des Mörtels sowie vom Verbund zwischen Mörtel und Körnung abhängig. Hinweise über die zu beachtenden Grundsätze bei der Herstellung von haufwerksporigen Leichtbetonen können DIN EN 1520 [10.8] und DIN 4213 [10.9] entnommen werden.

Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge nach DIN EN 1520 [10.8] und DIN 4213 [10.9] enthält ein eng begrenztes Korngemisch aus dichtem oder porigem Zuschlag mit einem Kleinstkorn von mindestens 4 mm. Der Gehalt an Feinmörtel in haufwerksporigen Leichtbetonen ist so zu bemessen, dass alle Zuschlagkörner umhüllt, jedoch der Hohlraum zwischen den Körnern nach dem Einbauen des Betons nicht ausgefüllt wird. Die Normen DIN EN 1520 [10.8] und DIN 4213 [10.9] gelten ausschließlich für werkmäßig hergestellte Bauteile, die sowohl als Wandelemente aber auch als plattenförmige Bauteile wie Dächer, Decken und Platten mit bewehrtem Aufbeton ausgebildet werden können. Diese dürfen nur bei vorwiegend ruhenden Lasten nach DIN 1055-3 [10.63] und bei einer Beanspruchung mit den Expositionsklassen X0, XC1 bis XC3, XA1, XD1, XF1 und XF2 verwendet werden.

Haufwerksporige Leichtbetone können in Festigkeitsklassen von LAC 2 bis LAC 25 und in Rohdichteklassen von 0,5 bis 2,0 kg/dm<sup>3</sup> hergestellt werden. Die für die jeweilige Festigkeitsklasse und Rohdichteklasse, aber auch für die sachgerechte Verarbeitbarkeit erforderliche Betonzusammensetzung von Leichtbeton nach DIN EN 1520 [10.8] ist stets aufgrund einer Eignungsprüfung festzulegen. Zement- und Wassergehalt sind so zu wählen, dass die Zuschlagkörner von einem feuchtglänzenden, zähklebrigen Feinmörtelfilm umhüllt sind und die Hohlräume zwischen den Zuschlagkörnern beim Einbauen des Betons nicht mit Feinmörtel gefüllt werden. Der Wassergehalt und die Dosierung an verflüssigenden Zusatzmitteln sind gezielt an die vorliegenden Ausgangsstoffe anzupassen, um eine

ausreichende Viskosität des Zementleims sicherzustellen. Aus dem gleichen Grund ist auch der Mehlkorngehalt (Zement und Feinstoffe bis 0,125 mm) möglichst zu begrenzen. Er sollte bei haufwerksporigem Beton aus einem eng begrenzten, gröberen Korngemisch etwa  $200 \text{ kg/m}^3$  nicht überschreiten.

Bei der Betonherstellung sind wassersaugende Zuschläge soweit vorzunässen, dass Wasser dem Zementleim bzw. dem Feinmörtel nicht in störender Menge entzogen wird, da sonst die Verarbeitbarkeit des Frischbetons und die Eigenschaften des erhärteten Betons beeinträchtigt werden können (s. auch Abschn. 10.2.2 und 10.2.4). Die Gesteinskörnung sollte jedoch nicht mehr als nötig vorgenässt werden. Wassersaugende Zuschläge mit wechselndem Feuchtigkeitsgehalt werden zweckmäßigerweise volumetrisch dosiert. Es dürfen nur Mischer verwendet werden, mit denen ein solcher Beton in angemessener Zeit sachgerecht gemischt werden kann und in denen kein signifikanter Kornbruch auftritt.

Haufwerksporige Leichtbetone sollten in gleichmäßigen, höchstens 30 cm dicken Lagen eingebracht und durch Stochern und leichtes Stampfen sachgerecht verdichtet werden. Sowohl zu geringe als auch zu starke Verdichtung können eine ausreichende Festigkeit bzw. eine ausreichende Wärmedämmung in Frage stellen. Nach dem Entschalen sollten die Bauteile mindestens 3 Tage feucht nachbehandelt werden.

Der Schutz des Bewehrungsstahls vor Korrosion ist in DIN EN 1520 [10.8] in Abhängigkeit von den vorliegenden Expositionsklassen geregelt. Für die Expositionsklassen X0, XC1, XC3 und XA1 ist danach ein ausreichender Korrosionsschutz durch den haufwerksporigen Beton selbst gegeben. Dieser muss jedoch eine Mindestrohddichte von  $1400 \text{ kg/m}^3$  aufweisen. Weiterhin ist die Mindestbetondeckung der jeweiligen Expositionsklasse anzupassen. Für geringere Betonrohddichten oder die Expositionsklassen XC2, XF1 und XF2 sowie XD1 ist die Bewehrung darüber hinaus mit einer Korrosionsschutzbeschichtung zu versehen. Hierbei kann es sich um eine Beschichtung mit Zementleim oder Lack handeln. Die Wirksamkeit des Korrosionsschutzsystems ist nach DIN EN 990 [10.64] zu prüfen.

Für bestimmte Expositionsklassen lässt DIN EN 1520 [10.8] das Einbinden des Betonstahls in eine Zone aus Normal- oder Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge zu. Weiterhin können nichtrostende Stähle eingesetzt oder die Betonstahlbewehrung durch Feuerverzinkung gegen Korrosion geschützt werden.

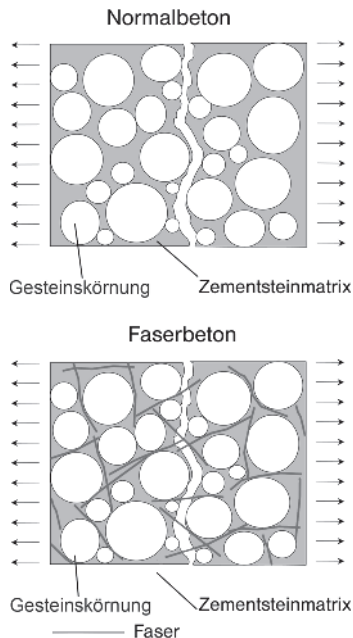
Grundsätzlich gilt für alle Korrosionsschutzprinzipien, dass die Mindestbetondeckung in Abhängigkeit von den Expositionsklassen gewählt werden und mindestens 10 mm betragen muss.

Auf der der Außenluft ausgesetzten Seite von Außenwänden aus haufwerksporigem Leichtbeton ist ein Putz für Außenwände nach DIN V 18550 [10.65] vorzusehen.

## 11 Faserbeton

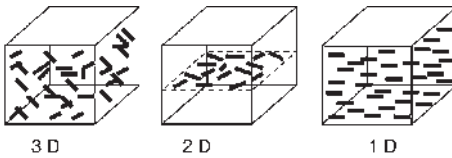
### 11.1 Allgemeines

Faserbeton ist ein Beton, dem bei der Herstellung zur Verbesserung des Riss- und Bruchverhaltens Fasern, vorzugsweise Stahl-, alkaliresistente Glas- oder Kunststofffasern (Polymerfasern) zugesetzt werden. Aber auch natürliche Fasern (Zellulose) kommen zum Einsatz. Die Fasern sind im Zementstein bzw. im Mörtel, der Matrix, eingebettet und wirken dort als Bewehrung. Im Zusammenhang mit Faserbeton (FRC, engl. = **F**iber **R**einforced **C**oncrete) fällt auch der Begriff „Faserverstärkte Hochleistungsverbundwerkstoffe“, HPFRCC (engl. = **H**igh **P**erformance **F**iber **R**einforced **C**ement **C**omposites). Dieser Hochleistungsfaserbeton stellt eine neuere Entwicklung dar und zeichnet sich dadurch aus, dass er im Vergleich zum herkömmlichen Faserbeton ein wesentlich zäheres Verhalten bei gleichzeitig deutlich erhöhter Zugfestigkeit aufweist.



**Bild 41.** Vergleich von unbewehrtem Normalbeton und Faserbeton im gerissenen Zustand





**Bild 42.** Schematische Darstellung der 3 D-, 2 D- und 1 D-Anordnung von Kurzfasern [11.1]

Eine risshemmende Wirkung bzw. eine feine Rissverteilung lässt sich durch den Einbau von zugfesten und dehnfähigen Fasern in die Matrix erzielen. Im gerissenen Zustand übernehmen die vorhandenen Fasern eine „Vernadelung“ beider Rissufer und können unter bestimmten Voraussetzungen auch noch bei größeren Dehnungen nennenswerte Zugkräfte übernehmen (Bild 41). Im Gegensatz hierzu steht Normalbeton, der ab Rissbreiten  $> 0,15$  mm keine Zugspannungen mehr über den Riss übertragen kann.

Grundsätzlich können durchgehende Fasern (Langfasern) in Richtung der zu erwartenden Zugspannungen eingelegt werden (z.B. textilibewehrter Beton, Ferrocement [11.45]), oder es können kurze Fasern eingemischt werden (siehe [11.1]). Die folgenden Ausführungen beschränken sich jedoch auf kurze Fasern. Je nach den Verarbeitungsbedingungen im erhärteten Beton kann die Verteilung der Fasern unterschiedlich sein (siehe Bild 42):

- nach Lage und Richtung räumlich gleichmäßig verteilt (3 D),
- mit unterschiedlicher Richtung vorwiegend in einer Ebene verteilt, wie etwa beim Faserspritzbeton (2 D),
- einschsig ausgerichtet und gleichmäßig verteilt über den Querschnitt, beispielsweise bei stranggepressten Betonwaren (1 D).

Je nach Lage und Ausrichtung der Fasern ergeben sich dementsprechend auch Unterschiede im Tragverhalten.

## 11.2 Zusammenwirken von Fasern und Matrix

Die theoretischen Ansätze, mit denen das Tragverhalten von (Stahl-)Faserbeton in der Literatur beschrieben wird, können in zwei prinzipiell unterschiedliche Gruppen unterteilt werden:

- Bruchmechanik-Ansatz (spacing concept)
- Verbundwerkstoff-Ansatz (composite concept)

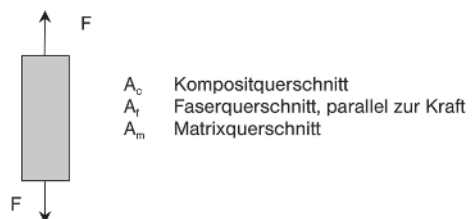
Das *spacing concept* wurde aus der von Griffith 1921 [11.2] entwickelten Bruchmechanik für mit Unstetigkeitsstellen versehene Werkstoffe abgelei-

tet. Beim Beton sind unter Unstetigkeitsstellen z.B. Poren und Schwindrisse zu verstehen. Bei Angriff einer äußeren Belastung stellen sich an diesen Schwachstellen Spannungskonzentrationen ein, die zu lokalen Verformungen im Werkstoff führen. Durch Zugabe von Fasern in die spröde Matrix werden die an der Risswurzel auftretenden Verformungen vermindert und somit das Ausweiten von Mikrorissen bei steigender Belastung verzögert (Rissbremse). Die Effektivität der Fasern ist abhängig von ihrem Abstand (spacing) untereinander. Ein kleiner Abstand bedeutet einen hohen Widerstand gegen Risse [11.3]. Mit diesem Ansatz lässt sich das Verhalten bis zum Erreichen der Rissspannung erklären. Die Fähigkeit des Faserbetons, auch über die Rissfläche hinaus Kräfte zu übertragen, kann mit diesem Ansatz nicht beschrieben werden.

Die Betrachtung des Faserbetons als Verbundwerkstoff (*composite concept*), bestehend aus zwei homogenen elastischen oder elastoplastischen Stoffen, geht davon aus, dass jede Stoffkomponente (Beton und Fasern) einen Teil der von außen wirkenden Belastung aufnimmt. Die Fasern werden als statistisch verteilte Bewehrung aufgefasst. Die äußere Last wird von den Komponenten entsprechend ihrem Anteil am Gesamtvolumen sowie dem Steifigkeitsverhältnis untereinander übernommen. In den nachfolgenden Abschnitten wird der Verbundwerkstoff-Ansatz, aufgrund seiner Ähnlichkeit zur Stahlbetonbemessung, näher betrachtet.

### 11.2.1 Ungerissener Beton

Im ungerissenen Zustand beteiligen sich die Fasern entsprechend dem Verhältnis ihrer Dehnsteifigkeit zu der des Betons. Da die Bruchdehnung der Zementsteinmatrix (m) unter Zugbeanspruchung deutlich unterhalb der Bruchdehnung der Faserwerkstoffe (f) liegt, reißt die Matrix stets, bevor die Tragfähigkeit der Fasern erreicht ist. Da man aus Gründen der Einmischbarkeit der Fasern, der Verarbeitbarkeit des Betons und nicht zuletzt wegen der Kosten angehalten ist, den Fasergehalt  $V_f$  auf wenige Vol.-% zu begrenzen, ist der Beitrag der Fasern zur Steigerung der Risslast gering. Selbst bei Verwendung von Fasern mit sehr hohem E-Modul, wie



**Bild 43.** Betonprisma unter Zugbeanspruchung

beispielsweise Stahl- oder Kohlefasern, lässt sich die Risslast nur beschränkt anheben, wie im Folgenden gezeigt wird.

In beiden Werkstoffen werden gleiche Dehnungen  $\varepsilon$  (= idealer Verbund) vorausgesetzt:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_f = \varepsilon_m = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_f}{E_f} = \frac{\sigma_m}{E_m} \quad (11.1)$$

Mit Summe der Kräfte:

$$F = \sigma_c A_c = \sigma_f A_f + \sigma_m A_m \quad (11.2)$$

$$\text{und } \frac{A_f}{A_c} = \frac{V_f}{V_c} \text{ und } V_c = 1$$

ergibt sich

$$\sigma_c = \sigma_f V_f + \sigma_m (1 - V_f) \quad (11.3)$$

und

$$\sigma_f = \sigma_m \frac{E_f}{E_m} \text{ führt zu } E_c = E_f V_f + E_m (1 - V_f) \quad (11.4)$$

Somit ergeben sich auch:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_c}{1 + V_f \left( \frac{E_f}{E_m} - 1 \right)}$$

und

$$\sigma_c = \sigma_m \left( \frac{E_f V_f}{E_m} + (1 - V_f) \right) \quad (11.5)$$

Im Normalfall sind die Fasern zufällig verteilt. Dies wird durch den Faktor  $\eta = 0,5$  berücksichtigt. Die Formeln für die Spannung des Kompositquerschnitts  $\sigma_c$  sowie der Spannung  $\sigma_m$  im Matrixquerschnitt lauten dann:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_c}{1 + V_f \left( \eta \frac{E_f}{E_m} - 1 \right)}$$

und

$$\sigma_c = \sigma_m \left( \eta \frac{E_f V_f}{E_m} + (1 - V_f) \right) \quad (11.6)$$

Die Matrix beginnt zu reißen, sobald die Matrixspannung die Zugfestigkeit  $f_m$  erreicht. Die zugehörige Risslast  $F_{cr}$  beträgt dabei:

$$F_{cr} = \sigma_c A_c \quad (11.7)$$

Mit

$$\sigma_m = \frac{\sigma_c}{1 + V_f \left( \eta \frac{E_f}{E_m} - 1 \right)} \leq f_m$$

folgt

$$F_{cr} = A_c f_m \left( 1 + V_f \left( \eta \frac{E_f}{E_m} - 1 \right) \right) \quad (11.8)$$

Im Vergleich zu einem unbewehrten Betonprisma steigt die Risslast um den Faktor

$$\gamma = 1 + V_f \left( \eta \frac{E_f}{E_m} - 1 \right) \text{ an.} \quad (11.9)$$

Beispiel:

$$V_f = 0,02 \triangleq 2\%$$

$$E_f = 200\,000 \text{ N/mm}^2 \text{ (Stahlfaser)}$$

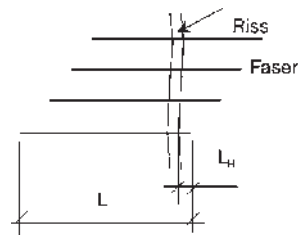
$$E_m = 30\,000 \text{ N/mm}^2 \text{ (Beton)}$$

$$\text{für } \eta = 1,0 \rightarrow \gamma = 1,11 \rightarrow \sigma_c = 1,11 \sigma_m$$

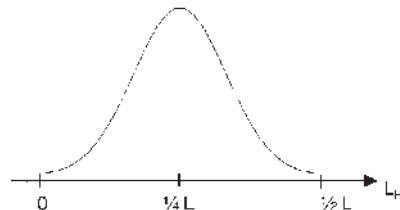
$$\text{für } \eta = 0,5 \rightarrow \gamma = 1,05 \rightarrow \sigma_c = 1,05 \sigma_m$$

### 11.2.2 Gerissener Beton

Ab einer Rissbreite von ca. 0,15 mm können keine Zugspannungen mehr durch Kornverzahnung über den Riss übertragen werden. Wenn ein Riss die Fasern kreuzt, so behindern diese ein weiteres Öffnen des Risses. Verfügt eine Faser über eine ausreichende Haftlänge, die von der übertragbaren Verbundspannung sowie der Fasergeometrie abhängt, so kann die Faser bis zum Erreichen ihrer Zugfestigkeit belastet werden. Im statistischen Mittel beträgt die vorhandene Haftlänge  $L_H$  nur ein Viertel der Faserlänge  $L$  (Bild 44).



▲ Häufigkeit



**Bild 44.** Haftlänge (schematisch) und statistische Verteilung der Haftlängen

Unter der Annahme von konstanten Verbundspannungen entlang der Faser wächst die mittlere Ausziehungskraft  $\bar{F}$  der Faser proportional zur im Beton befindlichen Faseroberfläche. Die mittlere Verbundspannung  $\tau_m$  wird durch Versuche bestimmt und kann je nach Fasertyp zwischen 1 und 10 N/mm<sup>2</sup> liegen [11.4]. Bei einem kreisförmigen Faserquerschnitt gilt (s. auch Bild 45)

$$\bar{F} = \tau \cdot O = \tau \cdot L_H 2\pi r = \tau \cdot \frac{1}{4} \cdot L \cdot 2\pi r \quad (11.10)$$

Die mittlere Faserspannung  $\bar{\sigma}_f$  beträgt:

$$\bar{\sigma}_f = \frac{\bar{F}}{\pi r^2} = \tau \frac{L}{d} \quad \text{mit } d = 2r \quad (11.11)$$

Das Verhältnis  $L/d$  wird auch als Schlankheit bezeichnet. Die Faserschlankheit, bei der sowohl der Faserquerschnitt als auch die Haftlänge voll ausgenutzt sind, wird als kritische Faserschlankheit  $(L/d)_{cr}$  bezeichnet. Dies ist dann der Fall, wenn die über die halbe Länge ( $L = 2L_H$ ) eingeleiteten Verbundspannungen gerade der aufnehmbaren Faserzugkraft entsprechen:

$$\sigma_f = 2\tau \frac{L}{d} \leq R_{p0,2} \rightarrow \left(\frac{L}{d}\right)_{cr} = \frac{R_{p0,2}}{2\tau} \quad (11.12)$$

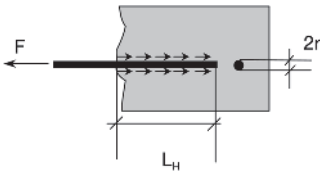


Bild 45. Faser mit der Haftlänge  $L_H$

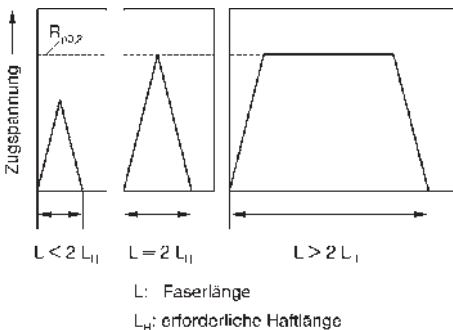


Bild 46. Zugbeanspruchung eingebetteter Fasern in Abhängigkeit von ihrer Länge (schematisch) [11.5]

In Gl. (11.12) entspricht  $R_{p0,2}$  dem Rechenwert der Zugfestigkeit. Die Zugspannungen entlang der eingebetteten Faser sind in Bild 46 gezeigt.

Bei glatten Fasern hoher Zugfestigkeit ergeben sich so relativ große kritische Faserlängen; der Beton würde sich aber kaum mehr verarbeiten lassen. Deshalb wählt man in der Praxis Faserschlankeiten, die unterhalb der kritischen Faserschlankeit liegen. So kann zwar die Zugfestigkeit der Fasern nicht vollständig ausgenutzt werden, im Hinblick auf das Arbeitsvermögen des Betons kann dies aber durchaus positive Auswirkungen haben (siehe auch Abschnitt 11.5).

Fasern können abhängig von ihrer Schlankheit auf zwei Arten (Bild 47) versagen: Die Faser wird herausgezogen, d. h. der Verbund versagt, oder die Faser reißt.

Auf das Verbundverhalten und die mögliche Verbundspannung  $\tau$  der Fasern wird weiter unten im Zusammenhang mit dem kritischen Fasergehalt näher eingegangen, da das Verbundverhalten einen besonders großen Einfluss auf das Nachbruchverhalten nimmt.

Zunächst einmal soll die Spannung  $f_{fc}$ , die durch die Fasern über einen Riss hinweg übertragen werden kann, unter Einführung des bezogenen Fasergehaltes  $N$  (Fasern/m<sup>2</sup>) berechnet werden:

- a) Für die Ausrichtung aller Fasern parallel zur

$$\begin{aligned} \text{Kraft mit } N &= \frac{V_f}{\pi r^2} \\ f_{fc} &= N \cdot \bar{F} \\ f_{fc} &= \frac{4V_f}{\pi d^2} \cdot \frac{L\pi d\tau}{4} = V_f \frac{L}{d} \tau \end{aligned} \quad (11.13)$$

- b) Für eine zufällige Faserverteilung mit

$$\begin{aligned} N &= \eta \frac{V_f}{\pi r^2} \\ f_{fc} &= \eta \frac{4V_f}{\pi d^2} \cdot \frac{L\pi d\tau}{4} = \eta V_f \frac{L}{d} \tau \end{aligned} \quad (11.14)$$

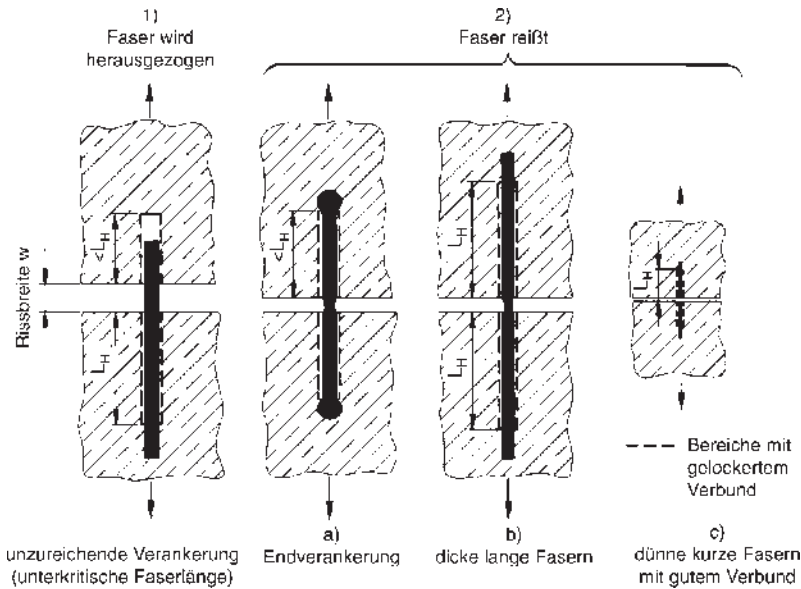
Im Anschluss kann nun der kritische Fasergehalt  $V_{f,cr}$  bestimmt werden, bei dem die Risslast gerade noch durch die Fasern übernommen werden kann. Das heisst, die Spannung  $f_{fc}$  entspricht der Kompositenspannung  $\sigma_c^{cr}$  (Spannung bezogen auf den Gesamtquerschnitt) beim Anriss:

$$f_{fc} = \sigma_c^{cr}$$

$$\text{mit } \sigma_c^{cr} = f_m \left( \frac{E_f V_f}{E_m} + (1 - V_f) \right)$$

$$\text{und } f_{fc} = V_f \frac{L}{d} \tau$$

(für Ausrichtung der Fasern parallel zur Kraftrichtung) folgt:



**Bild 47.** Verankerung und Versagensmöglichkeiten von Fasern [11.6]

$$V_{f,cr} = \left( \frac{\tau L}{f_m d} - \frac{E_f}{E_m} + 1 \right)^{-1} \approx \frac{f_m}{\tau} \cdot \frac{d}{L} \quad (11.15)$$

Entsprechend ergibt sich bei zufälliger Ausrichtung der Fasern:

$$V_{f,cr} = \left( \eta \cdot \frac{\tau}{f_m} \cdot \frac{L}{d} - \frac{E_f}{E_m} + 1 \right)^{-1} \approx \frac{1}{\eta} \cdot \frac{f_m}{\tau} \cdot \frac{d}{L} \quad (11.16)$$

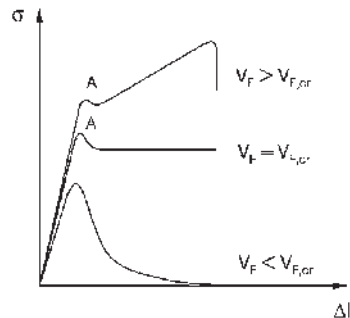
Bild 48 zeigt den Einfluss des Fasergehaltes auf die Arbeitslinie unter zentrischer Zugbeanspruchung.

Die maximal übertragbare Kompositspannung ist abhängig vom Fasergehalt (unterkritisch oder überkritisch), ebenso wie der Verlauf der Arbeitslinie nach Überschreiten der maximalen Spannung (Bild 48). Beim ersten Lastabfall (gekennzeichnet durch A) entzieht sich die Matrix der Lastabtragung. Es findet eine Lastumlagerung auf die vorhandenen Fasern statt. Sind genügend Fasern vorhanden, so kann die Last auf dem Niveau gehalten ( $V = V_{F,cr}$ ) oder sogar weiter gesteigert werden ( $V > V_{F,cr}$ ).

Dieser Bereich wird stark durch das Ausziehverhalten der Fasern beeinflusst, das wiederum von den Faserverbundeigenschaften abhängt. Sind hingegen die Fasern sehr dünn und aufgrund ihrer Oberflächengestalt sowie der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung so fest in die Matrix eingebun-

den, dass die zum Bruch führende Zugkraft auf einer sehr kurzen Länge übertragen werden kann, etwa bei Asbestfasern, so lassen sich das Arbeitsvermögen und die Zähigkeit des Betons durch Faserzugabe kaum erhöhen; eine Steigerung der Zugfestigkeit des Faserbetons lässt sich jedoch erreichen.

Für den unterkritischen Bereich nach Bild 48 ist, wenn überhaupt, nur eine geringe Erhöhung der ma-



**Bild 48.** Schematische Spannungs-Dehnungslinie für kurzfaserverbesserten Beton unter Zugbeanspruchung [11.1]

ximalen Spannungen zu erwarten, bei größeren Dehnungen fallen die Spannungen stark ab. In beiden Fällen erfolgt die Kraftübertragung nach Ausfall der gerissenen Matrix nur noch über den Auszieh Widerstand der Fasern. Dabei erfahren Fasern, die den Riss schräg kreuzen, zusätzlich eine Biegebeanspruchung. In diesem Fall bewirken die durch die Biegung hervorgerufenen Querpressungen des Betons bei biegesteifen Fasern, wie etwa Stahlfasern, eine Erhöhung des Auszieh Widerstandes. Der Auszieh Widerstand ist dann größer als bei Fasern, die den Riss rechtwinklig kreuzen.

Je höher der Auszieh Widerstand der Fasern ist und je länger er mit zunehmender Dehnung erhalten bleibt, desto langsamer nimmt die übertragbare Zugkraft ab und desto mehr steigt das Arbeitsvermögen an. Das größere Arbeitsvermögen ist der entscheidende Vorteil von Faserbeton im Vergleich zu Normalbeton. Das Verformungsverhalten der Fasern ist abhängig vom Dehnvermögen, dem Verbundverhalten und der Endverankerung der Fasern.

Das Verbundverhalten von in Beton eingebetteten Fasern ist sehr komplex und beruht auf dem Zusammenwirken verschiedener physikalischer bzw. chemischer Mechanismen [11.7]:

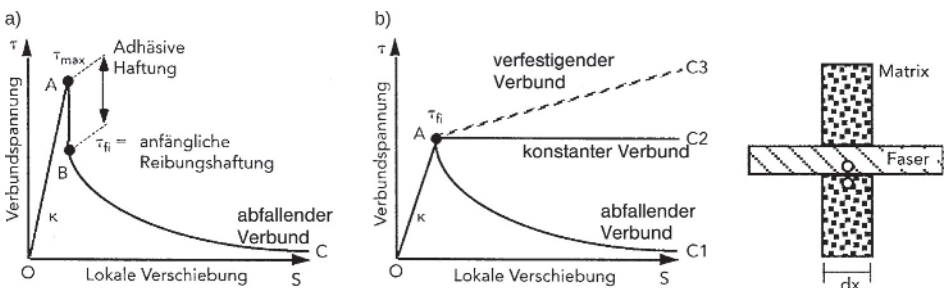
- Physikalische und chemische Bindung (falls vorhanden): Für Stahlfasern wie auch für eine Reihe von Polymerfasern (Polypropylene, Nylon, Polyethylene, usw.) ist diese Art der Bindung schwach bis nicht existent. Sie kann durch Zugabe von adhäsiven Wirkstoffen wie Latex verbessert werden. Diese Zusatzmittel haben jedoch wenig Auswirkung auf das Verhalten nach der Rissbildung und die Zähigkeit der Verbundwerkstoffe, während sie die Spannung bei Erstrissbildung erhöhen. Sie sind zudem relativ teuer. Chemische und physikalische Bindung erlaubt generell nur einen relativ kleinen Schlupf vor dem Versagen.
- Reibung: Die Reibungskomponente wird von der Grenzfläche zwischen Faser und Matrix,

den Randbedingungen und der Feinheit der Grenzschicht um die Faser beeinflusst. Dabei ist der Reibungswiderstand wichtig, der bis zum vollständigen Herausziehen der Faser wirksam bleibt, jedoch im Allgemeinen mit wachsendem Schlupf abfällt.

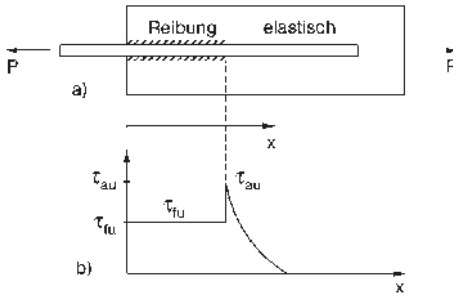
- Mechanische Verzahnung: Eine mechanische Verzahnung der Faser existiert aufgrund der Fasergeometrie in verdrehten, gekerbten oder Hakenfasern. Die mechanische Komponente wird nach Versagen der adhäsiven Haftung aktiviert und ist unmittelbar darauf bis zu einer bestimmten Schlupfgröße, die durch die Fasergeometrie bestimmt wird, wirksam.
- Faser-Faser-Verzahnung: Die Faser-in-Faser-Verzahnung entsteht, wenn Fasern mit umgebenden Fasern in Kontakt sind. Dies geschieht nur bei sehr hohem Fasergehalt, wie es bei SIFCON (Slurry Infiltrated Fiber Concrete) oder SIMCON (Slurry Infiltrated Mat Concrete) der Fall ist. Eine kurze Erläuterung beider Begriffe befindet sich im Abschn. 11.4.2.

Untersuchungen an der Universität Michigan [11.8] und [11.9] zeigten, dass die mechanische Komponente der Haftung den Hauptteil an der Verbundzähigkeit und Energiedämpfung bildet, während die Adhäsions-Kohäsionskomponente den primären Teilen an der Anfangsfestigkeit (max. Verbundspannung) darstellt [11.10]. Daraus kann man einen direkten Vorteil ziehen, indem die Faser so verarbeitet wird, dass das mechanische Verhalten optimiert ist. Der zusätzliche Aufwand zur Verformung der Faser wird durch die erhöhte Verbundfestigkeit gerechtfertigt.

Bild 49 zeigt die schematische Darstellung der Faserverbundspannung  $\tau$  in Abhängigkeit von der lokalen Verschiebung  $s$  beim Faserauszugsversuch. Der ansteigende Ast OA in Bild 49a hängt mit der elastischen oder adhäsiven Haftung oder mit der Haftreibung zusammen. Die chemische Adhäsion, wenn vorhanden, vergrößert die Spannung bei Spit-



**Bild 49.** Typische Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen (schematisch) [11.7]



**Bild 50.** Faser während des Ausziehens [11.11]

a) Geometrie

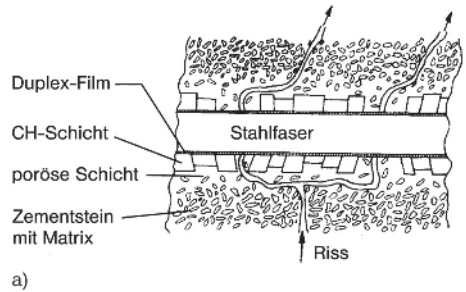
b) schematischer Verbundspannungsverlauf entlang der eingebetteten Faser

zenbelastung, vgl. hierzu Segment AB von Bild 49a, das als Beitrag der adhäsiven Haftung zu verstehen ist, und Bild 49b, wo  $AB = 0$ . Im nächsten Teil der Kurve (BC im Bild 49a) oder AC im Bild 49b kann der Verbund konstant sein, wie bei reiner Reibung, abfallend, wenn der Schaden mit dem Schlupf fortschreitet, oder verfestigend, wenn die Haftung den Verbund verbessert. Ein abfallender Verbund tritt generell bei glatten Stahl- oder polymeren Fasern auf.

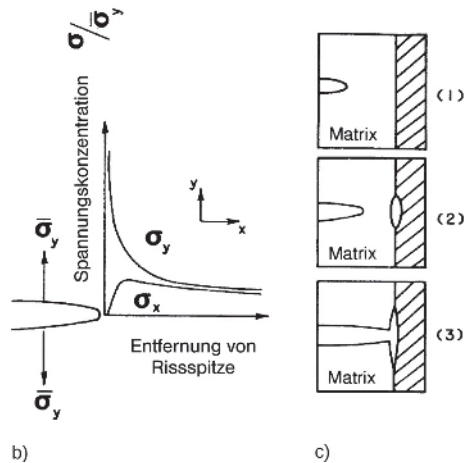
Bild 50b zeigt den schematischen Verlauf der Verbundspannung  $\tau$  entlang einer zugbeanspruchten eingebetteten Faser, bei der die Haftverbundspannung  $\tau_{au}$  im linken Bereich bereits überwunden ist. Die Verbundspannung fällt dann auf die Gleitverbundspannung  $\tau_{fu}$  ab, was zum Effekt des stick-slip („haften-gleiten“) führen kann.

Das Verhältnis von Verbundspannung zu Schlupf, wie in Bild 49 beschrieben, ist eine Stoffeigenschaft der Grenzfläche; eine solche Grenzfläche einer glatten Stahlfaser zeigt Bild 51a.

Neben der direkten Spannungsübertragung (über den Riss) ist der Effekt der Rissarretierung (crack arrest) von Bedeutung. In [11.12] wird das Rissverhalten derart beschrieben, dass sich ein rechtwinklig zur Faser verlaufender Riss durch die Faser in zahlreiche kleinere Risse aufspaltet (Bild 51a). Der Riss ändert bereits etwa 10 bis 40  $\mu\text{m}$  vor der Übergangszone seine Richtung und läuft nach beiden Seiten parallel zur Faser, um dann hinter der Faser wieder der ursprünglichen Orientierung zu folgen. Eine bruchmechanische Erklärung hierfür ist in [11.13] enthalten: Während die rissverursachende Spannung  $\sigma_y$  rechtwinklig zum Riss ihr Maximum an der Risspitze hat, entsteht gleichzeitig eine Spannung  $\sigma_x$ , deren maximaler Wert in kurzer Distanz vor der Spitze in der Prozesszone liegt (Bild 51b). Letztere



a)



b)

c)

**Bild 51.**

a) Darstellung der Grenzfläche einer Stahlfaser mit Rissverlauf [11.12]

b) Spannungsfeld an der Risspitze [11.13]

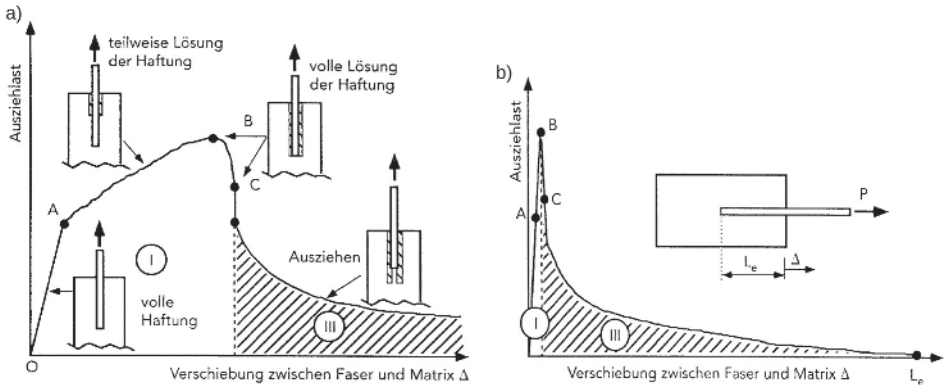
c) schematischer Verlauf der Rissarretierung an einer Faser [11.13]

initiiert den neuen, parallel zur Faser orientierten Riss (Bild 51c).

Die experimentelle Ermittlung des in Bild 49 gezeigten Verbundspannungsverlaufes in Abhängigkeit vom Schlupf mittels einer direkten Messmethode gestaltet sich als schwierig, weil u. a. die mechanische Komponente der Haftung, wie z. B. bei Hakenfasern, nicht als lokale Eigenschaft der Grenzfläche betrachtet werden kann. Daher ist es oft besser, das Verhältnis von Ausziehlast zu Verschiebung zwischen Faser und Matrix auszuwerten und davon die Haftung bei festgesetztem Schlupf abzuleiten [11.7].

Bild 52 zeigt die Last-Verschiebungskurve beim Herausziehen einer glatten Faser aus dem Beton. In





**Bild 52.** Typische Last-Verschiebungskurve beim Herausziehen einer glatten Faser [11.7]

a) Verschiebung im Bereich (I) vergrößert dargestellt  
 b) Verschiebung im linearen Maßstab dargestellt

Bild 53 ist das Last-Verschiebungsverhalten für eine Faser mit abgewinkelten Enden (Hakenfasern) dargestellt.

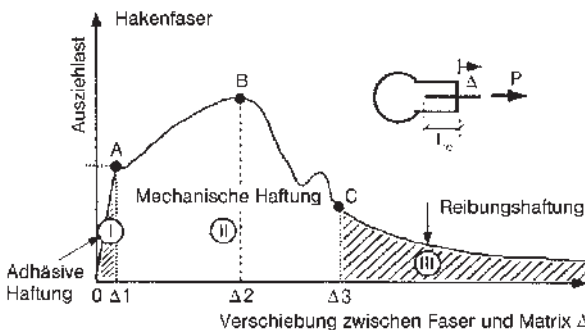
Durch Verwendung von Fasern mit polygonalem Querschnitt (Dreiecke und Quadrate) anstatt von Fasern mit rundem Querschnitt lässt sich das Ausziehverhalten entscheidend verbessern, und zwar durch:

- Vergrößerung der Oberfläche zu der eines Kreises bei gleicher Querschnittsfläche,
- Längsverdrehung und
- Entwicklung von tiefen Rippen zur Verbesserung der mechanischen Verzahnung.

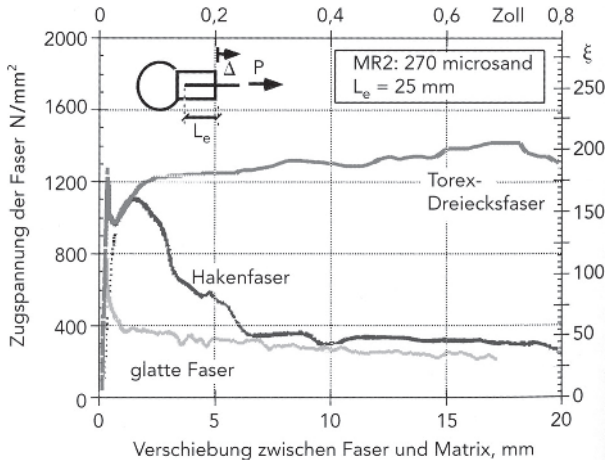
In Bild 54 werden die Faserspannungen beim Herausziehen solcher optimierter Stahlfasern (Torex)

mit denen von glatten Fasern und Fasern mit abgewinkelten Enden verglichen. Die wesentlich vergrößerte Energieaufnahme der Torex-Dreiecksfaser im Vergleich zur glatten Faser und zur Faser mit abgewinkelten Enden (Hakenfaser) ist deutlich zu erkennen.

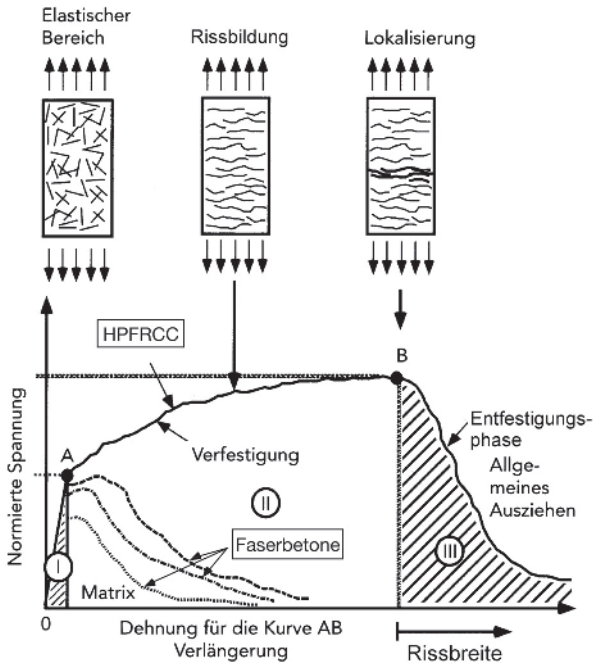
Nachfolgend zeigt Bild 55 die Last-Verformungskurven von faserverstärkten Hochleistungsverbundstoffen (HPFRCC = **H**igh **P**erformance **F**iber **R**einforced **C**ement **C**omposites), Faserbeton (FRC = **F**iber **R**einforced **C**oncrete) und der Zementsteinmatrix ohne Fasern unter Zugbeanspruchung. Faserverstärkte Hochleistungsverbundwerkstoffe sind charakterisiert durch ein Spannungs-Dehnungsverhalten, das Verfestigung („schlupfverfestigende“ Haftung in Bild 54 und Bild 55) und Mikrorissbildung zeigt. Das heißt, im Unterschied zum Faserbe-



**Bild 53.** Typische Last-Verschiebungskurve beim Herausziehen einer Faser mit abgewinkelten Enden (Hakenfaser) [11.7]



**Bild 54.** Vergleich der Faserspannungen verschiedener Fasern [11.7]



**Bild 55.** Typisches Spannungs-Dehnungsdiagramm unter einaxialer Zugbeanspruchung [11.7]

ton, der im Wesentlichen eine verbesserte Duktilität im Vergleich zur unbewehrten Matrix aufweist, zeichnen sich faserverstärkte Hochleistungsverbundwerkstoffe durch eine erheblich vergrößerte Festigkeit und Zähigkeit aus.

Das Bruch- und Verformungsverhalten von hochfesten Betonen kann aber auch durch Zugabe eines speziellen „Fasercocktails“, einer Kombination aus Stahl- und Polypropylenfasern, gezielt gesteuert und verbessert werden [11.14]. Die rissvernähennde Stahlfaser ist dabei primär für die Duktilität verantwortlich. Durch die Polypropylenfaser werden in der homogenen Zementsteinmatrix hochfester Betone Mikrodefekte initiiert, die bereits bei geringen Belastungen mikroskopische Rissbildungen bewirken, dadurch die Stahlfasern frühzeitig aktivieren und deren Wirkung erheblich verbessern. Dieses Verhalten konnte durch lichtmikroskopische Aufnahmen an Dünnschliffen aus hochfesten, unterschiedlichen Belastungsniveaus ausgesetzten Prüfzylindern nachgewiesen werden. Die Polypropylenfasern vergrößern im Druckversuch die Dissipation inelastischer Energieanteile während der Belastungsphase, was sich in einer deutlichen Ausrun-

dung des ansteigenden Astes der Spannungs-Dehnungslinie niederschlägt und zu signifikanten Steigerungen der Bruchdehnungen führt.

Alle nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf Faserbeton (FRC) im Allgemeinen, es sei denn, es wird explizit von faserverstärkten Hochleistungsverbundwerkstoffen (HPFRCC) gesprochen.

### 11.3 Fasern

Für Faserbeton werden überwiegend Fasern aus Stahl, alkaliresistentem Glas, Kunststoff oder Kohlenstoff eingesetzt. Asbestfasern (Durchmesser der Elementarfaser 0,02 bis 0,4  $\mu\text{m}$ ) sind zwar für Faserzementprodukte wie Dachplatten, Rohre usw. technisch gut geeignet. Sie dürfen heutzutage, aufgrund gesundheitlicher Bedenken bei der Herstellung des Betons und bei Sanierungen, nicht mehr verwendet werden. Als Ersatz dienen heute vor allem Kunststofffasern. Tabelle 38 gibt einen vergleichenden Überblick über die mechanischen bzw. physikalischen Eigenschaften verschiedener ausgewählter Fasern.

**Tabelle 38.** Eigenschaften ausgewählter Fasern verschiedener Materialien [11.1, 11.3, 11.15, 11.16, u. a.]

Fasertyp	Dichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [kN/mm <sup>2</sup> ]	Bruchdehnung [%]	Alkali- bestän- digkeit [–]	max. Tempe- ratur [°C]	Dicke [ $\mu\text{m}$ ]
Stahl	7,80	500 bis 2600	200	5 bis 35	++	1000	100 bis 500
Glas: E-Glas	2,60	2000 bis 4000	75	20 bis 35	–	800	8 bis 15
AR-Glas	2,70	1500 bis 3700	75	20 bis 35	+	800	12 bis 20
Kohlenstoff: • Standard- Modul (HT)	1,75 bis 1,91	3000 bis 5000	200 bis 250	12 bis 15	++	3000	15
• Intermediate- Modul (IM)	1,75 bis 1,91	4000 bis 5000	250 bis 350	11 bis 20			
• Hoch-Modul (HM)	1,75 bis 1,91	2000 bis 4000	350 bis 450	4 bis 11			
Polypropylen	0,98	450 bis 700	7,5 bis 12	60 bis 90	++	150	50
Polyvinylalkohol	1,30	800 bis 900	26 bis 30	50 bis 75	++	240	13 bis 300
Polyester	1,40	800 bis 1100	10 bis 19	8 bis 20	0	240	10 bis 50
Polyacrylnitril	1,20	600 bis 900	15 bis 20	60 bis 90	++	150	13 bis 104
Aramid	1,40	2700 bis 3600	70 bis 130	21 bis 40	0	600	12
Zellulose	1,20 bis 1,50	200 bis 500	5 bis 40	30	–	150	15 bis 60
Asbest	3,40	3500	200	20 bis 30	++	1000	0,02 bis 0,4

Einstufung der Alkalibeständigkeit: – gering; 0 mäßig; + gut; ++ sehr gut.

### 11.3.1 Stahlfasern

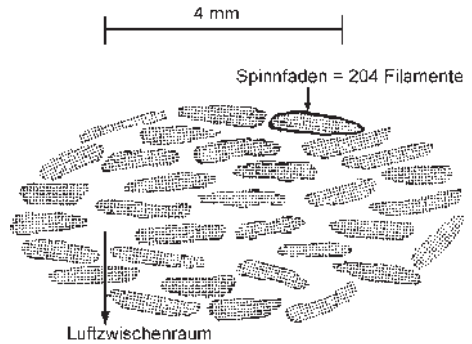
Stahlfasern zeichnen sich durch eine relativ hohe Zugfestigkeit (bis zu  $2600 \text{ N/mm}^2$ ) und einen im Vergleich zur Mörtelmatrix sehr hohen Elastizitätsmodul aus. Sie sind nicht brennbar und im nicht carbonatisierten Beton (alkalisches Milieu) gut gegen Korrosion geschützt (siehe Abschn. 11.5.6).

Die Verbundfestigkeiten glatter Stahlfasern sind meistens niedrig, sodass ihre Zugfestigkeit häufig nicht ausgenutzt werden kann. Durch Querschnittsoptimierung, Wellung, Längsverdrehung, Abkröpfen oder Verdicken der Faserenden kann das Verbundverhalten aber deutlich verbessert werden (vgl. Abschn. 11.2.2).

### 11.3.2 Glasfasern

Glasfasern werden unter anderem durch Ausziehen zähviskoser Glasschmelzen aus Platinspinnndüsen hergestellt. Ein Hauptproblem bei der Verwendung von Glasfasern besteht in der unzureichenden Beständigkeit im alkalischen Milieu. Die herkömmlichen Silikatgläser, Natron-Kalk-Glas (A-Glas) bzw. Borosilikatglas (E-Glas) sind gegenüber alkalischen Lösungen, wie sie in feuchtem Zementstein bzw. Beton lange Zeit vorliegen können, unbeständig. Erst die Entwicklung von AR-Glasfasern (AR = alkaliresistent), die durch Zugabe von 15 bis 20 % Zirkoniumdioxid beständig gegenüber alkalischen Angriffen sind, wie auch Fasern mit einer alkaliresistenten Beschichtung, der sog. „Schlichte“, haben in den letzten 20 Jahren zu einer stetig wachsenden Verbreitung von Glasfasern in dünnen Betonbauteilen geführt [11.17]. Neben der Entwicklung von alkaliresistenten Fasern wurde auch die Zementmatrix derart modifiziert, dass insbesondere die chemische Verträglichkeit mit Glasfasern verbessert wurde. Die Alkalität der Zementmatrix wurde durch Zugabe von puzzolanan und/oder latent hydraulischen Zusätzen herabgesetzt, wodurch der chemische Angriff auf die Glasfasern erheblich reduziert wurde. Heute werden AR-Glasfasern auch im konstruktiven Bereich als tragende Bewehrung dauerhaft eingesetzt [11.17]. Ein weiteres Problem stellt die Kerb- und Ritzempfindlichkeit der glasartigen Oberfläche dar. Beim Einnischen von Glasfasern in Mörtel oder Beton sind daher wegen der Reibwirkung des Zuschlages schlechtere Ergebnisse zu erwarten als beim Einsatz in nur wenig gemagertem Zementleim.

Im Gegensatz zu anderen Fasern (z. B. Stahlfasern) handelt es sich bei Glasfasern eigentlich um Faserbündel, die aus ca. 100 bis 200 Einzelspinnfäden (filaments) mit einem Durchmesser von ca. 10 bis 15  $\mu\text{m}$  bestehen (Bild 56). Etwa 10 bis 40 dieser Spinnfäden ergeben einen Roving mit einem Außendurchmesser in der Größenordnung von 1 mm. Spinnfäden und Rovings lassen sich zu Vliesen, Matten und Geweben weiterverarbeiten. Aus dem



**Bild 56.** Beispielhafter Aufbau eines typischen Glasfaser-Rovings [11.18]

Roving können durch Schneiden Kurzfasern hergestellt werden. Dabei zerfällt er wieder zu Spinnfäden oder zu noch kleineren Einheiten.

In den letzten Jahren wurde eine große Anzahl unterschiedlicher Glasfasern entwickelt, die sich sowohl in der Anzahl der Einzelfilamente als auch in der verwendeten Schlichte (Schlichte = Beschichtung der Fasern) unterscheiden. Nachfolgend werden einige Beispiele aufgeführt:

- Roving (Glasfaserstrang aus 32 Spinnfäden ohne Längenbegrenzung);
- Glasfasern mit 204 Einzelspinnfäden (filaments) in verschiedenen Längen zwischen 6 und 25 mm und mit verschiedenen Schlichten;
- Glasfasern mit 102 Einzelspinnfäden in verschiedenen Längen zwischen 6 und 25 mm und mit verschiedenen Schlichten;
- Glasfasern mit wasserdispersiblen Schichten, die sich bei der Berührung mit Wasser in Einzelfilamente auflösen (Einsatz als Prozessfasern; bessere, homogene Verteilung in der Matrix; Verbesserung der Grünstandsfestigkeit des Betons);
- Glasfasermatten (Chopped Strand Mat – CSM); neu entwickelte Glasfasermatten aus ca. 50 mm langen AR-Glasfasern, die mit einem Binder verklebt sind und ein ungerichtetes zweidimensionales Fasergeflecht bilden.

Glasfasern sind ebenfalls unbrennbar und ihre Zugfestigkeit liegt mit etwa 2000 bis  $3700 \text{ N/mm}^2$  in den Größenordnungen von hochfesten Stahlfasern. Der Elastizitätsmodul ist etwa 2- bis 3-fach größer als der des Zementsteins und beträgt rund  $1/3$  desjenigen von Stahl. Der Verbund zwischen Glasfasern und der Zementsteinmatrix ist aufgrund des geringen Faserdurchmessers und der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung des Faserwerk-

stoffs gut, sodass bei üblichen Faserlängen die Zugfestigkeit voll ausgenutzt werden kann.

### 11.3.3 Organische Fasern

Die große Palette der organischen Fasern weist im Allgemeinen eine mittlere Zugfestigkeit und eine geringe Steifigkeit in Verbindung mit hohen Bruchdehnungen auf. Durch den geringen E-Modul wirken diese Fasern in erster Linie als Rissbremse [11.3, 11.21].

#### 11.3.3.1 Kunststofffasern (Polymere)

Kunststofffasern bestehen aus Polymeren und werden anhand ihrer chemischen Zusammensetzung unterschieden. Die Querschnittsformen hängen von den Herstellungsmethoden ab. Während Polypropylenfasern z. T. durch Spleißung einer Folie entstehen und daher einen fast rechteckigen Querschnitt besitzen, führt z. B. das Nassspinnverfahren bei Polyacrylnitrilfasern zu einer Nierenform. Polymerfasern sind in DIN EN 14889-2 genormt.

Anhand ihrer Geometrie und Formgebung werden Kunststofffasern in fibrillierte, feinfibrillierte und monofilamente Fasern eingeteilt.

#### Fibrillierte Fasern

Diese Fasern werden durch Herausstanzen aus einer Folie gewonnen. Die Durchmesser der einzelnen Fasern liegen zwischen 300 und 500  $\mu\text{m}$ . Die Länge kann dabei variieren. Die Anzahl an einzelnen Fasern pro kg liegt dabei je nach Länge und Durchmesser zwischen 6 und 7 Millionen einzelner Fasern. Die fibrillierten Faserbündel müssen beim Mischvorgang erst in einzelne Fasern geteilt – also vereinzelt werden. Deshalb sollten fibrillierte Fasern für Betonrezepturen eingesetzt werden, bei denen beim Mischvorgang hohe Scherkräfte frei werden (trockene Mischungen, niedrige Konsistenz, große Zuschläge etc.).

#### Feinfibrillierte Fasern

Ähnlich wie fibrillierte Fasern werden auch diese durch Stanzen gewonnen. Die Durchmesser und Längen der Fasern entsprechen in etwa jenen der fibrillierten Fasern. Feinfibrillierte Fasern enthalten nur wenige Fasern pro Bündel und können auch für feinere Mischungen eingesetzt werden.

#### Monofilamente Fasern

Diese werden gesponnen und dann geschnitten. Zusätzlich kann diese Faser in Wellenform gebracht werden, was eine bessere Verankerung im Beton bewirkt. Um ihre volle Zugfestigkeit im Beton ausnutzen zu können, ist es notwendig, diese Faser zu recken. Ist eine monofilamente Faser nicht gereckt, kann es zu Festigkeitsabfällen bei der Biegezugfestigkeit kommen. Die Faserlänge reicht von 6 mm (für besonders feine Mischungen) bis zu 12 mm (für

Beton), der Durchmesser beträgt entweder 18 bis 20  $\mu\text{m}$  oder liegt über 30  $\mu\text{m}$ . Die Anzahl an einzelnen Fasern pro kg bewegt sich dabei zwischen 170 und 300 Mio. Fasern pro kg (bei einer Länge von 12 mm).

#### Polyolefinfasern

Im Zusammenhang mit Kunststofffasern fällt des Öfteren der Begriff „Polyolefin“. Zur Gruppe der Polyolefine zählen u. a. Polypropylen und Polyethylen. Polyethylenfasern spielen allerdings nur eine untergeordnete Rolle.

#### Polypropylenfasern

Die Polypropylenfasern bieten neben geringen Kosten auch eine hohe Alkalibeständigkeit. Die Fasern werden bei der Herstellung wegen der Erhöhung der Festigkeit sowie der Steifigkeit gereckt. So lassen sich Festigkeiten von 450 bis 700  $\text{N/mm}^2$  bei einem Elastizitätsmodul von 7,5 bis 12  $\text{kN/mm}^2$  erreichen. Besondere Herstellungsverfahren [11.19], bei denen auch eine Wärmebehandlung der Kunststofffasern durchgeführt wird, ermöglichen E-Moduln bis 18  $\text{kN/mm}^2$ .

#### Polyvinylalkoholfasern

Polyvinylalkoholfasern (PVA) werden in unterschiedlichen Modifikationen angeboten, die sich im Durchmesser und im E-Modul unterscheiden. Der E-Modul kann bis zu 25  $\text{kN/mm}^2$  reichen; sie erreichen Zugfestigkeiten von bis zu 1100  $\text{N/mm}^2$ . Des Weiteren sind Polyvinylalkoholfasern besonders alkaliresistent und alterungsbeständig. PVA kommt am ehesten in Frage, um die gesundheitsschädlichen Asbestfasern zu ersetzen.

#### Polyesterfasern

Polyesterfasern sind in alkalischem Milieu mäßig beständig und haben nur eine geringe Bindungskraft in der Zementsteinmatrix. Ihr E-Modul liegt unter 19  $\text{kN/mm}^2$  und ihre Zugfestigkeit liegt bei ca. 1000  $\text{N/mm}^2$ .

#### Polyacrylnitrilfasern

Polyacrylnitrilfasern (PAN) sind den speziellen Anforderungen für Faserzementprodukte gut angepasst. Sie haben einen relativ hohen E-Modul von ca. 20  $\text{kN/mm}^2$ , eine gute Alkalibeständigkeit sowie eine gute Grenzflächenhaftung im Zementstein. Die Zugfestigkeit erreicht Werte von bis zu 1000  $\text{N/mm}^2$ . Auch PAN werden von der Industrie für die Herstellung von Asbestersatzprodukten verwendet [11.17].

#### Aramidfasern

Aramidfasern bestehen aus aromatisierten Polyamiden und nehmen im Rahmen der Kunststofffasern eine Sonderstellung ein. Es sind Zugfestigkeiten bis 3700  $\text{N/mm}^2$  sowie E-Moduln zwischen 17 und 130  $\text{kN/mm}^2$  möglich. Ähnlich wie Kohlenstofffasern sind Aramidfasern relativ teuer und bei kon-

ventionellem mechanischem Einmischen schwierig zu verteilen. Durch Zugabe von speziellen Zusätzen wie z. B. Silicastaub lässt sich die Verarbeitung hingegen verbessern. Im Vergleich zu Kohlenstofffasern werden Aramidfasern beim Einmischen in die Zementsteinmatrix allerdings weniger leicht beschädigt [11.20].

### 11.3.3.2 Kohlenstofffasern

Kohlenstofffasern bieten eine Reihe von Vorteilen hinsichtlich ihrer physikalischen und mechanischen Eigenschaften: Sie sind chemisch resistent, temperaturbeständig und leicht. Aufgrund ihrer hohen Festigkeit und des hohen E-Moduls werden Kohlenstofffasern auch zur Verstärkung von Kunststoffen (z. B. CFK-Lamellen) und Metallen verwendet.

Kohlenstofffasern verfügen gewöhnlich über eine große spezifische Oberfläche und eine große Schlankheit, die bei Fasergehalten  $> 1$  Vol.-% eine gleichmäßige Faserverteilung beim Mischen erschweren, sofern Zusätze wie etwa Flugasche fehlen [11.20]. Die weiteren Eigenschaften lassen sich wie folgt zusammenfassen [11.1]:

- hohe Sprödigkeit,
- geringe Kriechneigung,
- chemisch inert,
- hohe Beständigkeit gegenüber Säuren, Laugen und organischen Lösungsmitteln,
- gute elektrische Leitfähigkeit.

Kohlenstofffasern werden – ähnlich wie Glasfasern – beim Mischen des Betons leicht beschädigt. Als weiterer Nachteil ist der hohe Preis zu nennen. Daher kommen Kohlenstofffasern im Faserbeton bisher eher selten zum Einsatz.

### 11.3.3.3 Fasern natürlicher Herkunft – Zellulosefasern

Zellulose ist der natürliche Baustoff der Pflanzen zur Bildung ihrer Zellwände. Er steht in fast allen Teilen der Welt beinahe unbegrenzt zur Verfügung. Zellulosefasern können aus Pflanzen wie Jute, Kokos, Elefantengras, Sisal, Bambus und verschiedenen Baumarten gewonnen werden. Die Hauptquelle für solche Fasern bildet jedoch Holz. Beim Herstellungsprozess werden die Fasern voneinander getrennt, indem das zwischen den Fasern befindliche Lignin entweder auf mechanischem oder chemischem Wege entfernt wird [11.20].

Nicht speziell aufbereitete Fasern enthalten meist Glukose, welche den Erhärtungsvorgang des Betons unterbinden kann. Ebenso können diese Fasern unter feuchten Bedingungen durch Befall von Bakterien oder Pilzen zerstört werden. Bei Feuchtigkeitssänderungen neigen sie zu starkem Quellen bzw. Schwinden. Außerdem können sie durch das alkalische Milieu geschädigt werden. Durch Verwendung

von puzzolanischen Zusätzen lässt sich – ähnlich wie bei Glasfasern – die Gefahr des alkalischen Angriffs jedoch reduzieren [11.22]. Fasern natürlicher Herkunft haben für den Betonbau keine Bedeutung.

## 11.4 Zusammensetzung

### 11.4.1 Beton

Für die Betonzusammensetzung gelten die allgemeinen Regeln der *Betontechnologie*, die durch die nachfolgenden Hinweise ergänzt werden.

Je geringer der *Grobzuschlaganteil* ist, desto mehr Fasern lassen sich unterbringen, ohne dass es zu Faseragglomerationen (sogenannten Igelbildungen) kommt. Bei Verwendung größerer Körnungen sind dickere Fasern vorteilhaft. Allgemein wird bei Faserbeton aus Gründen der Verarbeitbarkeit der Größtkorndurchmesser häufig auf 8 mm oder weniger begrenzt. Speziell bei deutschen Tunnelbauprojekten (Stahlfaserbeton) hat sich ein Größtkorn von 16 mm bewährt [11.3].

Besonders bei Stahlfaserbeton ist darauf zu achten, dass dieser ausreichend Feinanteile enthält. Dies ist notwendig, damit die Fasern vollständig vom Feinmörtel umhüllt werden und somit ihre Wirkung optimiert entfalten können. Bei höheren Fasergehalten ist die Leimmenge um ca. 10 % zu erhöhen [11.17].

Für Glasfaserbeton empfiehlt sich ebenfalls eine möglichst feinkornreiche Mischung. Zudem sind zur Verringerung des Schwindens zuschlagreiche Mischungen mit möglichst niedrigem Zementgehalt zu bevorzugen. Solche Mischungen carbonatisieren schneller und leisten somit einen entscheidenden Beitrag zur Senkung der Alkalität.

Als günstig haben sich *Wasserszementwerte* zwischen 0,4 und 0,5 erwiesen. Um diese Werte einzuhalten, ist ein relativ hoher Zementgehalt erforderlich, da der Wasseranspruch für eine bestimmte Verarbeitbarkeit des Betons mit zunehmendem Fasergehalt steigt. Dies gilt verstärkt bei Verwendung eines grobkornarmen Zuschlaggemisches.

Um den Zementgehalt unter Beibehaltung der Festigkeit zu senken, können 25 bis 35 % des Zementes gegen Flugasche ausgetauscht werden. Ein Austausch von bis zu 10 % des Zementes gegen Silicastaub kann sich ebenfalls günstig auswirken. Ein höherer Mehlkorngesamt wirkt sich günstig auf die Verarbeitung aus; die Richtwerte zur Begrenzung des Mehlkorngesamtes sind allerdings zu beachten. Durch Zugabe von Luftporenbildnern kann die Verarbeitbarkeit ebenfalls verbessert werden, gleichzeitig erhöht sich auch der Frostwiderstand. Die Herstellung selbstverdichtender Faserbetone ist heute auch möglich [11.23].



### 11.4.2 Fasern

Durch Zugabe von Fasern erhöht sich der Wasseranspruch des Betons. Einen entscheidenden Einfluss auf die Einmischbarkeit der Fasern und die Verarbeitbarkeit des Betons hat die *Faserschlankheit*  $L/d$ . Mit zunehmender Schlankheit nimmt im Allgemeinen die Verarbeitbarkeit ab.

Der *Fasergehalt* wird gewöhnlich in Vol.-% bezogen auf das Betonvolumen angegeben. Die einmischbare Fasermenge hängt von der Zusammensetzung und Konsistenz des Frischbetons, den Eigenschaften der Fasern (Faserschlankheit, E-Modul) und der Mischtechnik ab.

Der Fasergehalt liegt bei Stahlfaserbeton im Allgemeinen zwischen 0,5 und 2,5 Vol.-%, während bei Glasfasern und Kunststofffasern auch höhere Gehalte möglich sind. Eine spezielle Art des Faserbetons ist der sog. SIFCON (= Slurry Infiltrated Fibre CONcrete), bei dem zuerst die Fasern in eine Schalung eingelegt werden und dann Feinmörtel eingebracht wird. Damit sind Fasergehalte bis zu 20 Vol.-% [11.24] möglich. Aufgrund des aufwendigen Herstellungsverfahrens (Ausstreuen und Nivellieren des Fasergehaltes) und die nicht zielgerichtete Steuerbarkeit des Faserhaltes wurde SIFCON unter Einsatz von Matten zu SIMCON (= Slurry Infiltrated Mat CONcrete) modifiziert. Wegen des geringen Fasergehaltes von  $V_f \leq 3,0$  Vol.-% für horizontale Bauteile, die häufig unebene Mattenoberfläche mit herausstehenden Fasern, das schwierige Handling und das spröde Materialverhalten bei SIMCON wurde dieser weiterentwickelt zu DUCON® (= DUCTile CONcrete). Ähnlich wie bei SIMCON handelt es sich auch bei DUCON um ein Mattensystem, welches aus einer durchgehen-

den Drahtbewehrung besteht. Der Stahlgehalt wird dabei durch die Maschenweite und den Drahtdurchmesser reguliert [11.25]. Definitionsgemäß zählen SIMCON und DUCON zu den langfaserbewehrten Betonen (siehe Abschnitt 11.1).

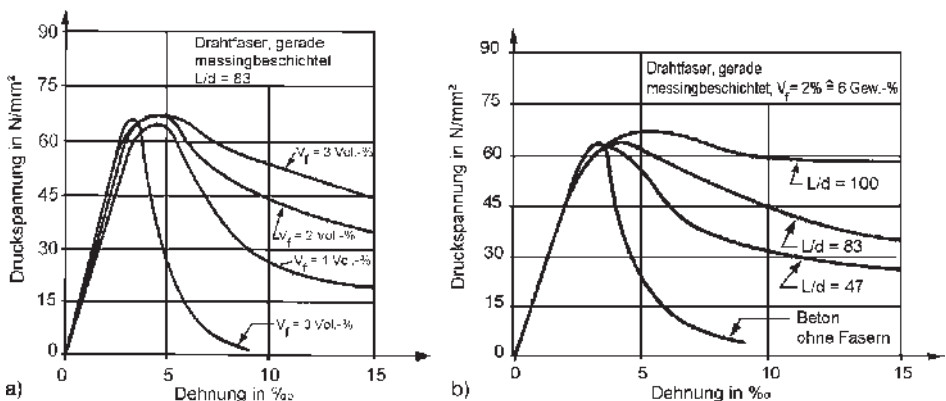
In [11.26] sind Erfahrungen bei der Produktion und Einbringung von stahlfaserbewehrtem *selbstverdichtendem Beton* beschrieben. Die Faser Mengen betragen 25 bis 45 kg/m<sup>3</sup> (0,3 bis 0,6 Vol.-%). Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigen, dass durch das Hinzufügen von Stahlfasern zwar eine leichte Verminderung der Verarbeitbarkeit auftreten kann, die jedoch die Herstellung im Gesamten praktisch kaum erschwert.

## 11.5 Eigenschaften

### 11.5.1 Verhalten bei Druckbeanspruchung

Die Druckfestigkeit von Faserbeton nimmt mit steigendem Fasergehalt i. Allg. etwas zu (Bild 57a), weil die Entwicklung von Mikrorissen behindert wird. Viel bedeutsamer ist jedoch der Anstieg der Bruchdehnung und insbesondere der Bruchenergie, da mit steigendem Fasergehalt der abfallende Ast des Spannungs-Dehnungsdiagramms immer flacher verläuft. Aber auch eine Vergrößerung der Faserschlankheit kann einen Anstieg der Bruchenergie bewirken (Bild 57b).

Versuche an jungem Beton (zwischen 8 und 72 Stunden) mit Stahlfasern (20, 40 und 60 kg/m<sup>3</sup>) und Kunststofffasern (Polypropylen, 5 kg/m<sup>3</sup>) zeigten, dass sich durch Faserzugabe die Druckfestigkeit und der E-Modul des Betons im jungen Alter etwas gegenüber dem Nullbeton (ohne Fasern) erhöhen [11.29]. Der Stahlfaserbeton mit 60 kg/m<sup>3</sup> Faserdo-



**Bild 57.** Arbeitslinien von Stahlfaserbeton bei zentrischer Druckbelastung in Abhängigkeit vom Fasergehalt  $V_f$  und von der Faserschlankheit  $L/d$  [11.28]

sierung zeigte die höchste Druckfestigkeit im Alter von 8 und 10 Stunden. Beim Versuch wurde nach dem Anreißen eine weitere Laststeigerung beobachtet, beim Erreichen der max. Druckfestigkeit fiel diese Last nicht wie üblicherweise bei erhärtetem Beton rasch ab, sondern blieb erhalten. Durch diese zwei beobachteten Erscheinungen sind Faserbetone insbesondere für den Einsatz im Tunnelbau vorteilhaft.

### 11.5.2 Verhalten bei Zugbeanspruchung und bei Biegebeanspruchung

Inwieweit die zentrische Zugfestigkeit und die Biegezugfestigkeit durch eine Faserbewehrung gesteigert werden können, hängt in entscheidendem Maße davon ab, ob der Fasergehalt über dem kritischen Wert nach Abschnitt 11.2.2 liegt. Bei Verwendung kurzer, nichtorientierter Fasern ist eine wesentlich geringere Steigerung von Rissspannungen und Zugfestigkeit zu erwarten [11.30]. Bild 58 zeigt den Einfluss des Stahlfasergehaltes auf die Zugspannung bei Faserbeton unter zentrischer Zugbeanspruchung. In Bild 55 sind zum Vergleich die Arbeitslinien von Faserbeton und Hochleistungsfaserbeton in ein gemeinsames Diagramm eingezeichnet.

Für den Biegezug gilt im Prinzip das Gleiche wie für den zentrischen Zug. Die nichtlineare Spannungs-Rissöffnungsbeziehung kann hier jedoch bei bestimmten geometrischen Bedingungen (Rissöffnungen/Balkenhöhe) aufgrund der günstigeren Spannungsverteilung im Querschnitt zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit auch bei geringeren Fasergehalten führen.

Nach verschiedenen Untersuchungen ergibt sich bei Stahlfasern etwa ein linearer Zusammenhang zwischen Biegezugfestigkeit und Fasergehalt mit Fes-

tigkeitssteigerungen um 10 bis 20%. Bei ausreichendem Fasergehalt werden aber stets höhere Bruchdehnungen bzw. Durchbiegungen bei Maximallast und vor allem eine deutlich größere Bruchenergie beobachtet, die auf ein Mehrfaches der Bruchenergie unbewehrter Proben ansteigen kann. Deswegen wird im Allgemeinen auch eine deutliche Verbesserung des Widerstandes gegen dynamische Beanspruchung und Schlag beobachtet.

### 11.5.3 Verhalten bei Querkraft- und Torsionsbeanspruchung

Die *Scherfestigkeit* von Faserbeton kann – wie bei Beton ohne Fasern – auf die Zugfestigkeit des Materials zurückgeführt werden. Daher gelten die Ausführungen des Abschnitts 11.5.2 qualitativ auch für die Schubbeanspruchung.

Bei den in [11.32] beschriebenen Schubversuchen hatte die Zugabe von Stahl- oder Polypropylenfasern bis etwa 1 Vol.-% nur einen sehr geringen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit. Durch hohe Gehalte an Glasfasern (ca. 4 Vol.-%) ließ sich die Schubtragfähigkeit dagegen nahezu verdoppeln. In allen Fällen erhöhte die Zugabe von Fasern die Zähigkeit. Diese nahm proportional mit dem Fasergehalt zu. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Fasern die Schubrisse überbrücken, das Öffnen der Risse bremsen und die Rissufer miteinander verbinden. Sie wirken in dieser Hinsicht ähnlich wie eine Bügelbewehrung, sind allerdings bei gleichem Bewehrungsprozentsatz weniger wirksam [11.33].

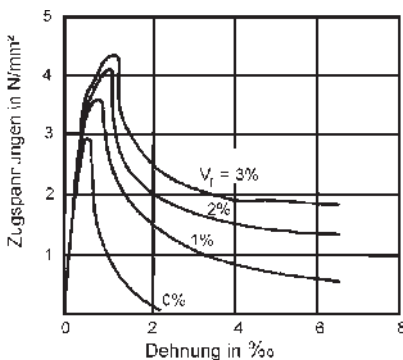
Die Zugabe von Stahlfasern vergrößert die (Schub-)Verformung bis zum Versagen; der Beton verhält sich also insgesamt duktiler, insbesondere bei größeren Fasergehalten und größeren Faserschlankheiten.

Versuche an gerissenem SIFCON [11.34] belegten, dass die Scherfestigkeit auch vom verwendeten Fasertyp abhängt. So führten beispielsweise längere und dickere Fasern mit hakenartigen Enden bei annähernd gleichem Fasergehalt zu einer größeren Scherfestigkeit als kürzere und dünnere Fasern mit geraden Enden.

Torsionsbeanspruchte Bauteile mit Faserbewehrung ertragen bis zum Versagen wesentlich stärkere Verdrehungen als unbewehrte. Dies führt trotz eines nicht oder nur relativ wenig erhöhten Bruch-Torsionsmomentes zu einer um 1 bis 2 Zehnerpotenzen höheren Energieaufnahme bis zum Bruch [11.3].

### 11.5.4 Verhalten bei Explosions-, Schlag- und Stoßbeanspruchung

Die Schlagzähigkeit kann durch Zugabe bestimmter Fasern beträchtlich erhöht werden. Der Grund liegt in der für den Auszug der Fasern erforderlichen Energie.



**Bild 58.** Arbeitslinien von Stahlfaserbeton bei zentrischer Zugbeanspruchung; Einfluss des Fasergehaltes  $V_f$  [11.31]

Vergleichende Versuche bei Beanspruchung durch Kontaktexplosion (1kg TNT-Sprengstoff), die mit Stahlbetonplatten (RC), Stahlfaserbetonplatten mit und ohne Bewehrung (RSFRC und SFRC) und Stahlbetonplatten aus Hochleistungsstahlfaserbeton (HPSFRC oder SIFCON mit 8 Vol.-% Fasergehalt) durchgeführt wurden, sind in [11.35] beschrieben. Es wurde die Plattendicke und der Fasergehalt variiert. Dabei wurde u. a. beobachtet, dass HPSFRC und RSFRC einen idealen Verbundwerkstoff zum Schutz vor Explosionen darstellen. In der Regel galt für das Verhalten ( $>$  bedeutet besser): HPSFRC  $>$  RSFRC  $>$  SFRC  $>$  RC. Das Energieaufnahmevermögen stieg bei stahlfaserbewehrtem Beton (SFRC) mit steigendem Fasergehalt an. Ergebnisse mit Höchstleistungsfaserbeton sind in [11.36] zu finden.

### 11.5.5 Kriechen und Schwinden

Die *Kriechverformungen* des Betons werden nur wenig durch Stahlfasern beeinflusst, da sich die versteifende Wirkung der Fasern und der Einfluss des häufig beobachteten Gehalts an Verdichtungsporen in Faserbetonen etwa die Waage halten.

Da der Anteil Fasern am Gesamtvolumen in der Regel gering ist (ca. 1 Vol.-% oder weniger), macht sich die Faserwirkung auf das *unbehinderte Schwindmaß* kaum bemerkbar.

Bei *behindertem Schwinden* lassen sich die entstehenden Risse (als Folge der Zwang- und Eigenspannungen) durch die Fasern zwar nicht verhindern, aber die Rissbreiten können auf ein erträgliches Maß beschränkt werden. Voraussetzung hierfür ist ein ausreichend hoher E-Modul der Fasern im Vergleich zum E-Modul des Betons zum Zeitpunkt der Rissbildung sowie eine ausreichende Verbundfestigkeit.

In [11.37] werden Versuche beschrieben, bei denen Polypropylenfasern mit einem Fasergehalt von 0,1 Vol.-% die beim Frühschwinden (plastischem Schwinden) auftretenden Risse wirksam reduzierten. Bei dem danach folgenden Trocknungsschwinden blieb der Einfluss allerdings gering. Erst bei Fasergehalten von 0,5 Vol.-% und mehr konnten auch beim Trocknungsschwinden die maximalen Rissbreiten deutlich reduziert werden, und die Bildung von Mehrfachrissen wurde gefördert.

In [11.38] sind Versuche beschrieben, bei denen mit vorgereckten Polypropylenfasern (Zugabemenge 2 Vol.-%) gute Erfolge bei der Reduzierung der Rissbreite erzielt wurden. Bei einer Zugabemenge von 1 Vol.-% vorgereckter Polyacrylnitrilfasern wurden in [11.39] ebenfalls mit gutem Erfolg die Rissbreiten reduziert.

Bei Stahlfaserbeton ergab sich in Versuchen eine signifikante Verringerung der maximalen und mittleren Rissbreiten bei Fasergehalten zwischen 0,25 und 0,5 Vol.-%. Bei Fasergehalten  $>$  0,5 Vol.-%

konnten die Rissbreiten auf Werte  $\leq$  0,1 mm beschränkt werden.

### 11.5.6 Dauerhaftigkeit

Voraussetzung für die Dauerhaftigkeit von Faserbeton ist, dass die durch den Faserzusatz bewirkten Eigenschaften auf Dauer erhalten bleiben. Dies ist nur dann gewährleistet, wenn die Fasern im eingebetteten Zustand ausreichend beständig sind.

#### Stahlfasern

Wie bereits im Abschnitt 11.3.2 angesprochen, sind die Stahlfasern im alkalischen Milieu des (nichtcarbonatisierten) Betons vor Korrosion geschützt. In der carbonatisierten Randzone von Betonbauteilen kann es hingegen zur Korrosion einzelner Fasern kommen, sofern Feuchtigkeit vorhanden ist. Aufgrund der dünnen Fasern sind i.d.R. keine Abplatzungen zu befürchten, da der Sprengdruck der Korrosionsprodukte, die um die Fasern herum entstehen, dazu erfahrungsgemäß nicht ausreicht. Die außenliegenden Fasern können jedoch durch eine Oberflächenimprägnierung des Stahlfaserbetons mit Polymeren vor Korrosion geschützt werden.

Stahlfasern, die nahe an der Oberfläche in carbonatisiertem Beton liegen, korrodieren, wenn sie der Witterung ausgesetzt sind [11.40]. Außer dem optischen Eindruck einer Oberfläche mit Rostflecken ist damit jedoch keine wesentliche Schädigung verbunden. In gerissenen Beton können Stahlfasern bis in größere Tiefen korrodieren.

Untersuchungen in [11.48] zeigten, dass die Korrosionsneigung von Stahlfasern in Beton wesentlich geringer ist als jene von Stabstahl. Korrosionsauslösende Chloridgehalte lagen im Randbereich eines Bauteils bzw. Betons bei 2,1 M.-%, im Kernbereich bei bis zu 5,6 M.-%. Dies beruht einerseits auf dem Herstellverfahren von Stahlfasern, die kalt unter Verwendung von Ziehmitteln gezogen werden, wodurch sich eine Art Schutzschicht bzw. eine homogenere Passivschicht auf den Fasern ausbildet, und andererseits auf der dichteren Kontaktzone im Vergleich zu jener bei Stabstahlbewehrung.

#### Glasfasern

Nach Abschnitt 11.3.2 werden Fasern aus Silikatgläsern (A- oder E-Glas) schon nach kurzer Zeit durch den alkalischen Zementstein so stark angegriffen, dass sie ihre Wirksamkeit im Beton weitgehend verlieren. Aber auch an Bauteilen mit alkaliresistenten Glasfasern wurde nach mehrjähriger Auslagerung ein deutlicher Abfall von Bruchdehnung und Zugfestigkeit beobachtet.

Neben dem chemischen Angriff der Glasfasern durch die  $\text{OH}^-$ -Ionen der alkalischen Lösung führen auch die Anlagerungen von Calciumhydroxidkristallen auf der Faseroberfläche zu einer fortschreitenden Einschränkung der Verschiebbarkeit

der Faserbündel und der einzelnen Filamente [11.41]. Dieses Einwachsen der Faserbündel führt zu einer Versprödung und einem Festigkeitsabfall des Glasfaserbetons. Durch den Einsatz spezieller Schichten erreicht man bei neueren AR-Glasfasern eine Änderung der Oberflächenstruktur.

Bei sehr dünnen Bauteilen mit Dicken unter ca. 15 mm kann die Carbonatisierung des Betons in relativ kurzer Zeit über die gesamte Dicke ablaufen. Der damit verbundene Abfall des pH-Wertes der Porenlösung und die weitgehende Umwandlung des Calciumhydroxids der Zementsteinmatrix in Calciumcarbonat schließen einen weiteren Angriff der Porenlösung des Mörtels auf die Glasfasern aus.

### Kunststofffasern

Nahezu alle angesprochenen Kunststofffasern sind im alkalischen Milieu des Zementsteins beständig (siehe Tabelle 37). Bei Aramidfasern ist die Dauerhaftigkeit in zementgebundener Matrix jedoch fraglich. In Versuchen wurde bei unbeschichteten Multifilamentlitzen aus Aramid, die in eine Calciumhydroxid-Lösung eingetaucht waren, ein Verlust der Festigkeit festgestellt, der mit steigender Temperatur stark anstieg. Bei Proben, die mit Kunstharz beschichtet waren, wurden die Fasern weniger beeinträchtigt [11.42].

### 11.5.7 Frost- und Taumittelwiderstand

Hauptinflussgrößen auf den Frost- und Taumittelwiderstand sind das Luftporensystem und der Wasserzementwert. Nach [11.43] verhält sich Faserbeton bei einer Beanspruchung durch wiederholte Frost-Tauwechsel ähnlich wie vergleichbarer Normalbeton.

### 11.5.8 Verhalten bei hoher Temperatur

#### Organische Fasern

Obwohl alle organischen Fasern brennbar sind, werden Faserzementprodukte mit synthetischen organischen Fasern trotzdem in die Klasse A2 (nicht brennbar) gemäß DIN 4102 „Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen“ eingestuft. Der Grund liegt im Wesentlichen in der schützenden Funktion der Matrix. Diese Ergebnisse sind direkt auf den Beton übertragbar, zumal hier üblicherweise massigere Bauteile als bei den Faserzementelementen vorliegen. Toxische Gase infolge hoher Temperaturen können in der Regel nur sehr langsam aus dem Beton entweichen, sodass keine kritischen Grenzwerte erreicht werden. Kunststofffasern (vor allem PP-Fasern) werden gezielt eingesetzt, um die Feuerwiderstandsdauer von hochfestem Beton zu vergrößern, indem durch die thermische Zersetzung der Fasern Kanäle verbleiben, die eine dampfentspannende Wirkung haben.

### Stahlfasern

Zwar werden im Allgemeinen Stahlfasern als nicht-brennbar eingestuft, bei besonders kleinen Durchmessern (Mikrofasern) können diese infolge der einsetzenden Verzunderung durchaus erheblich beschädigt werden. Aber auch beim Verzicht auf Mikrofasern oxidiert der Stahl zwangsläufig bei höheren Temperaturen; man spricht dann von chemischer Oxidation.

Abhilfe kann durch Verwendung von nichtrostenden Stahlfasern mit einem verbesserten Oxidationswiderstand – wie sie für temperaturbeanspruchte Bauteile im Feuerbetonbau, in der Petrochemie, in Zement- und Stahlwerken (Hochöfen, Konverter) und bei Verbrennungsanlagen hauptsächlich zur Anwendung kommen – erreicht werden.

Im Vergleich zu Normalbeton weist der Stahlfaserbeton einen etwas größeren Widerstand gegenüber hohen Temperaturen auf. Dies ist auf die Verbesserung des Zusammenhalts durch die Stahlfasern zurückzuführen.

### 11.5.9 Verschleißwiderstand

Ob der Zusatz von Fasern den Verschleißwiderstand verbessert, hängt von der Art der Beanspruchung ab. Bei Prallbeanspruchung verhält sich der Faserbeton sehr günstig. Bei schleifender oder rollender Beanspruchung bestimmen die Härte der Betonoberfläche und der Verschleißwiderstand der Zuschläge die Abtragsrate. In diesem Fall bringen die Fasern kaum eine Verbesserung. Sie können sogar zu etwas höheren Abtragsraten führen, wenn der Wasserzementwert aufgrund der Faserzugabe erhöht werden muss, um eine ausreichende Verarbeitbarkeit zu erzielen.

Für eine Verbesserung des Verschleißverhaltens sollte mindestens ein Stahlfasergehalt von 0,5 Vol.-% zugesetzt werden. Bei einem Stahlfasergehalt von 1,0 Vol.-% wurde eine signifikante Zunahme des Stoßverschleißwiderstandes beobachtet.

### 11.6 Übereinstimmungsnachweis und Prüfungen

In DIN EN 14889-1 [11.27] und DIN EN 14889-2 [11.46] sind die Anforderungen und die Angaben für den Konformitätsnachweis für Stahlfasern und für Polymerfasern enthalten.

Für die Verwendung von Beton nach DIN EN 206-1/ DIN EN 1045-2 sind Stahlfasern nach DIN EN 14889-1 geeignet, deren Konformität mit dem System der Konformitätsbescheinigung „1“ nachgewiesen worden ist. Ebenso als geeignet gelten geklebte oder in einer Dosierverpackung zugegebene Stahlfasern nach DIN EN 14889-1, wenn ihre Verwendbarkeit hinsichtlich der Lieferform durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nachgewiesen ist.

Polymerfasern nach DIN EN 14889-2 sind nur geeignet, wenn ihre Verwendbarkeit durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nachgewiesen ist.

## 11.7 Richtlinie „Stahlfaserbeton“

Im Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) wurde im Jahr 2010 eine neue Richtlinie „Stahlfaserbeton“ erarbeitet [11.44]. Die Richtlinie ändert und ergänzt die betreffenden Abschnitte aus DIN 1045-1, DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3 und DIN 1045-4 für Stahlfaserbeton und fügt teilweise neue Absätze hinzu. Die Richtlinie nimmt eine Klassifizierung des Stahlfaserbetons anhand der Nachrissbiegezugfestigkeit in Leistungsklassen vor. Es gibt zwei Verformungsbereiche:

- Bereich I mit kleinen Verformungen,
- Bereich II mit großen Verformungen.

Der Planer legt zukünftig die Leistungsklassen fest. Die Betonzusammensetzung einschließlich Faserart und -menge wird durch den Hersteller des Stahlfaserbetons festgelegt. Sie gilt für Normalbeton der Festigkeitsklassen bis einschließlich C50/60, d. h. nicht für hochfesten Beton. Außerdem sind für reinen Stahlfaserbeton, also solchen ohne Betonstahlbewehrung, die Expositionsklassen XS2, XD2, XS3 und XD4 ausgeschlossen. Die Richtlinie ist mit 56 Seiten relativ umfangreich und kann hier nicht wiedergegeben werden. Es sollen nur die wesentlichen Inhalte genannt werden.

Das Sicherheitskonzept basiert auf der 5%-Quantile. Beim Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit wird die Zugfestigkeit des Betons in Anrechnung gebracht. Der Teilsicherheitsbeiwert im gerissenen Zustand beträgt 1,25, der Teilsicherheitsbeiwert bei Systemwiderstand bei nichtlinearer Berechnung 1,4. Die zwei Verformungsbereiche unterscheiden sich durch die Durchbiegungsgrenzwerte im Biegeversuch. Im Verformungsbereich I beträgt diese Durchbiegung 0,5 mm und betrifft die Gebrauchstauglichkeit. Im Verformungsbereich II beträgt sie 3,5 mm und bestimmt die Tragfähigkeit. In der Richtlinie werden sog. Leistungsklassen eingeführt, die von der Biegezugfestigkeit des Materials abhängen. Sie überstreichen einen Bereich von null bis 3,0 N/mm<sup>2</sup>. In der Richtlinie wird auch die Mitwirkung der Stahlfasern bei der Querkrafttragfähigkeit und beim Durchstanzen geregelt.

Ein weiterer Aspekt der Richtlinie ist die Bestimmung des Stahlfasergehalts im Auswaschversuch. Alternativ können die Fasergehalte auch durch ein induktives Verfahren bestimmt werden, d. h. dadurch, dass die Fasern magnetisch sind, kann durch Messung des Induktionsstroms die Fasermenge bestimmt werden. Die Richtlinie enthält auch Vorschriften über die Kontrolle der Betonausgangsstoffe und des Herstellverfahrens. Die Ermittlung der Leistungsklassen im Biegeversuch ist genau be-

schrieben. Aus der Kraftdurchbiegungslinie wird die mittlere Nachrissbiegezugfestigkeit bestimmt, die dann zur Bemessung verwendet werden kann.

Weitere Hinweise zur Bemessung und Ausführung von Stahlfaserbeton enthält der Beton-Kalender 2011.

Inzwischen wurde die Richtlinie ohne wesentliche inhaltliche Änderungen auf die neuen europäischen Normen umgestellt [11.47]. Die Bestimmung des Fasergehalts durch Auswaschen und die Sicherstellung einer homogenen Verteilung der Fasern im Fahrmischer wurden bei der Überarbeitung der Richtlinie dem Hersteller des Stahlfaserbetons zugewiesen.

## 12 Ultrahochfester Beton

Das Thema Ultrahochfester Beton wurde im Kapitel „Beton“ des Beton-Kalenders 2012, Teil 1, S. 437–446 ausführlich handelt. Im Beton-Kalender 2013, Teil 2 ist diesem Thema ein eigenes Kapitel gewidmet (S. 117–239), in dem auch die betontechnologischen Eigenschaften umfassend dargestellt werden. Daher wird hier auf diese Veröffentlichungen verwiesen.

Ergänzend sei jedoch darauf hingewiesen, dass Ultrahochfester Beton bislang weder ein genormter noch zugelassener Baustoff ist. Seine Verwendung in Deutschland war bislang nur auf der Grundlage von Zustimmungen im Einzelfall möglich. Der DAfStb arbeitet derzeit an einer Richtlinie für Ultrahochfesten Beton, die voraussichtlich in 2016 oder 2017 fertiggestellt werden kann.

## 13 Nachhaltiger Beton

### 13.1 Einführung

Seit vielen Jahren nimmt die politisch forcierte Nachhaltigkeitsdebatte auch im Bereich des Bauwesens und speziell im Betonbau einen breiten Raum ein. Dies ist verständlich, wenn man bedenkt, dass Beton, als der überragende Massenbaustoff der Gegenwart, auch in der Zukunft durch kein anderes Material ersetzt werden kann, gleichzeitig aber für rund 8 % des CO<sub>2</sub>-Ausstoßes weltweit verantwortlich ist. Dieser Ausstoß resultiert primär aus dem Zement, insbesondere dem Portlandzement, dessen Herstellungsprozess durch die Entsäuerung des Kalksteins unabdingbar mit einem hohen CO<sub>2</sub>-Ausstoß verbunden ist. Bei der Produktion von einer Tonne Portlandzementklinker wird ca. eine Tonne CO<sub>2</sub> emittiert.

Vor dem Hintergrund dieser hohen Emissionsrate hat die Zementindustrie in Deutschland ihre Produktionsprozesse in den beiden letzten Jahrzehnten systematisch optimiert. Einsparpotenziale, was die



Umweltbelastung anbelangt, erscheinen auf diesem Weg kaum noch möglich. Sie können aber beispielsweise dadurch erzielt werden, dass Portlandzementklinker zunehmend substituiert wird, z. B. durch Zumahlstoffe wie Kalksteinmehl, Flugasche und andere inerte oder reaktive Stoffe. Diesem Ansatz genügen Kompositzemente (in Deutschland CEM II- und CEM III-Zemente), was letztlich aber nicht ausreicht. Es sind neue Wege zu beschreiten, um die weiter wachsenden Anforderungen an den Umweltschutz erfüllen zu können [13.1]. Hierbei können zwei unterschiedliche Ansätze verfolgt werden. Zum einen sind neuartige Zemente zu entwickeln, siehe z. B. [13.2], zum anderen ist der Zement-/Bindemittelgehalt je  $\text{m}^3$  Beton deutlich zu reduzieren. Dass der letztgenannte Weg unter Wahrung der technisch relevanten Eigenschaften eines Betons grundsätzlich möglich ist, wurde in verschiedenen Untersuchungen gezeigt und darf als gesichert angesehen werden. Allerdings weicht ein solcher Beton von den normativen Vorgaben deutlich ab (Mindestzementgehalt; ggf. Wasserzementwert) und er erfordert auch neuartige betontechnologische Ansätze. Die Verwendung solcher Betone im baurechtlich geregelten Bereich ist also noch nicht möglich, es sei denn auf der Grundlage einer Zustimmung im Einzelfall. Gegenwärtig sind jedoch bereits erste Zulassungen für bestimmte Anwendungen im Grundbau (Massenbetone) vorhanden und neue Zulassungsverfahren für den allgemeinen Ingenieurbau initiiert. Unter dem Druck des öffentlichen Interesses an nachhaltigem Beton wird diese Entwicklung vermutlich rasch voranschreiten.

Von dieser Momentaufnahme ausgehend, sollen im Folgenden nachhaltige Betone vorgestellt und vor allem die damit verbundenen betontechnologischen Aspekte betrachtet werden. Ein wichtiger Teil der Nachhaltigkeit schließt die Betrachtung ökologischer Kriterien ein, die hier für Beton ebenfalls kurz behandelt werden sollen. Bei all den neuen Ansätzen und Kriterien darf aber nicht übersehen werden, dass schon lange bekannte Konzepte eine außerordentlich große Wirkung in Bezug auf die Nachhaltigkeit besitzen. Dies gilt zum einen für das Prinzip des Recyclings von Beton, zum anderen für die Gewährleistung einer hohen Dauerhaftigkeit. Letzteres wurde ursprünglich aus wirtschaftlichen Erwägungen fokussiert, bildet aber auch ein maßgebendes Element für eine nachhaltige Betonbauweise.

Für die Bewertung der Nachhaltigkeit eines Baustoffs müssen neben den Umwelteinwirkungen bei der Herstellung (und ggf. Nutzung) auch seine Leistungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit betrachtet werden. Vereinfacht kann eine solche Bewertung anhand von Gl. (13.1) erfolgen:

$$\frac{\text{Baustoff-Nachhaltigkeitspotenzial} \sim \text{Nutzungsdauer} \cdot \text{Leistungsfähigkeit}}{\text{Summe der Umwelteinwirkungen}} \quad (13.1)$$

Gl. (13.1) verdeutlicht, dass die Nachhaltigkeit eines Baustoffs proportional mit dessen Nutzungsdauer zunimmt. Die Nutzungsdauer selbst kann jedoch maximal der Lebensdauer des Baustoffs bzw. Bauwerks entsprechen und ist somit von der Dauerhaftigkeit des Baustoffs abhängig. Weitere Ansatzmöglichkeiten der Nachhaltigkeit eines Baustoffs zu verbessern bestehen in der Reduktion der Umwelteinwirkungen infolge dessen Herstellung sowie in der Steigerung der Leistungsfähigkeit. Die Entwicklung von Betonen mit erhöhter Leistungsfähigkeit stellt daher einen weiteren Ansatz zur Verbesserung der Nachhaltigkeit dar. Dieser Ansatz ist jedoch nur dann wirksam, wenn die Leistungsfähigkeit des Baustoffs auch tatsächlich durch den Planer genutzt bzw. ausgeschöpft wird. Die Leistungsfähigkeit ist wiederum in Relation zur anstehenden Bauaufgabe zu setzen. Dies ermöglicht eine vergleichende Bewertung der Leistungsfähigkeit einzelner Baustoffe.

Die in Gl. (13.1) gegebene Definition des Nachhaltigkeitspotenzials weicht auf den ersten Blick von der üblicherweise gebräuchlichen Definition der Nachhaltigkeit ab (vgl. [13.3]). Eine genauere Betrachtung zeigt jedoch, dass die drei wesentlichen Einflussgrößen der Nachhaltigkeitsbewertung – ökologische Aspekte (durch Verwendung von Ökobilanzdaten), ökonomische und soziokulturelle Auswirkungen (durch Einführung der Leistungsfähigkeit und Lebensdauer eines Bauwerks) – indirekt abgebildet werden. Die Verwendung von Gl. (13.1) ist insbesondere für den planenden Ingenieur oder den Betontechnologen hilfreich, da sie eine einfache Bewertung des Potenzials eines bestimmten Baustoffes zur Erzielung einer besonders hohen Nachhaltigkeit zu einem Zeitpunkt im Bauprozess ermöglicht, zu dem den Betroffenen häufig keine oder nur unzureichende Informationen zu den ökonomischen und soziokulturellen Anforderungen vorliegen. Die Nachhaltigkeit des Baustoffes ist dann jedoch noch immer davon abhängig, ob das vorhandene Nachhaltigkeitspotenzial durch den Planer oder Verwender des Bauwerks genutzt wird.

### 13.2 Ökobilanz von Beton

Die Errichtung und der Betrieb von Bauwerken gehen i. d. R. mit signifikanten Umwelteinwirkungen einher. Diese können gemäß DIN EN ISO 14040 [13.4] bzw. DIN EN ISO 14044 [13.5] über standardisierte Verfahren in Form einer Ökobilanz erfasst und einzelne Bauformen anhand der so gewonnenen Kennwerte hinsichtlich ihrer ökologischen Qualität bewertet werden. Während das Verfahren der Ökobilanzierung ein geeignetes Werkzeug für die vergleichende Bewertung verschiedener Ausführungsvarianten gesamter Bauwerke darstellt, ist eine direkte Anwendung dieser Bilanzierungsmethodik im Hinblick auf die Umwelteinwirkungen einzelner



Baustoffe nur bedingt zielführend, da deren Leistungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit hierbei nicht berücksichtigt werden. Dennoch stellt die Ökobilanz einen wichtigen Teil der Bewertung der Nachhaltigkeit von Beton dar. Den Ausgangspunkt bildet die Ökobilanz seiner Ausgangsstoffe. Hinzu kommen Umwelteinwirkungen, die aus der Herstellung, dem Transport und dem Einbau des Betons resultieren. Die Vorgehensweise der Ökobilanzierung ist in den zuvor genannten Normen geregelt ([13.4, 13.5]; siehe auch [13.6]).

Bei der Ökobilanzierung werden alle Umwelteinwirkungen, die mit der Herstellung des Produkts in Verbindung stehen, erfasst und dann standardisierten Wirkungsgruppen zugeordnet. Bei dieser Zuordnung wird durch die Wirkungsabschätzung berücksichtigt, wie sich eine gegebene Emission auf die Wirkungsgruppe auswirkt. Es werden folgende Wirkungsgruppen unterschieden:

- Primärenergiebedarf (PE, [J bzw. MJ]),
- Treibhauspotenzial (Global Warming Potential, GWP, [kg CO<sub>2</sub>-Äquivalent]),
- Ozonabbaupotenzial (Ozone Depletion Potential, ODP, [kg R11-Äquivalent]),
- Versauerungspotenzial (Acidification Potential, AP, [kg SO<sub>2</sub>-Äquivalent]),
- Eutrophierungspotenzial (Eutrophication Potential, EP, [kg PO<sub>4</sub>-Äquivalent]),
- Bodennahes Ozonbildungspotenzial (Photo Optical Ozone Depletion Potential, POCP, [kg C<sub>2</sub>H<sub>4</sub>-Äquivalent]).

Die Ermittlung der oben aufgeführten Kennwerte ist für Ausgangsstoffe wie Zement, Zusatzmittel oder Gesteinskörnungen äußerst aufwendig. Die für eine Betonoptimierung erforderlichen Daten der Ausgangsstoffe werden dem planenden Betontechnologen daher in Form von sog. EPD-Erklärungen (Environmental Product Declaration) durch den Ausgangsstoffhersteller zur Verfügung gestellt. Diese Erklärungen sind seit 2013 mit Einführung der europäischen Bauproduktenverordnung für alle Baustoffe, und somit auch für Beton, quasi verpflichtend (siehe [13.7]). Die für die Ökobilanzierung erforderlichen Daten können beispielsweise über die frei zugänglichen Online-Plattformen <http://www.bau-umwelt.de> [13.8] bzw. die Datenbank Ökobau.dat unter <http://www.oekobaudat.de> [13.9] beschafft werden. Tabelle 39 gibt einen Überblick über typische Kennwerte für die wichtigsten Betonzusatzstoffe.

Der Vergleich der in Tabelle 39 aufgeführten Daten zeigt, dass unter dem Gesichtspunkt des Primärenergieverbrauchs sowie der Treibhausgasemissionen (GWP) die Zusatzmittelherstellung den größten Umwelteinfluss ausübt. Aufgrund ihrer geringen Dosierung im Beton ist der Einfluss dieser Stoffe –

mit Ausnahme beim Versauerungspotenzial – zu meist jedoch nicht von Relevanz. Stattdessen wird i. d. R. der Einfluss des Zements für den Beton maßgebend. Die in Tabelle 39 aufgeführten Werte belegen jedoch, dass die für Zement gemachten Angaben großen Schwankungen unterliegen, was eine korrekte Ökobilanzierung für den Werkstoff Beton erschwert. Unabhängig vom Herstellwerk des Zements können in Deutschland daher die mit „Branchen-EPD“ gekennzeichneten Werte herangezogen werden [13.11]. Tabelle 39 zeigt weiterhin, dass Ersatzstoffe wie Flugasche oder Hüttensand, solange sie als Abfallstoffe bewertet werden, als emissionsfrei angesehen werden können. Berücksichtigt man jedoch den Masseanteil der pro Kilogramm Kohle bei der Verstromung anfallenden Flugasche (ca. 12,4 M.-%) bzw. der pro Kilogramm Stahl anfallenden Menge an Hüttensand (ca. 19,4 M.-%), so ergeben sich die in Tabelle 39 mit „Masseanteil“ gekennzeichneten Werte [13.12]. Diese sind deutlich größer als die des Zements. Allerdings werden Flugaschen und Hüttensande ja nicht für die Verwendung im Beton hergestellt. Sie fallen bei der Stromproduktion aus Kohle bzw. bei der Stahlherzeugung aus Erzen zwangsläufig als Abfallstoffe an. Insofern ist ihre Verrechnung mit „0“ bei Beton angemessen. In der Branchen-EPD der deutschen Zementindustrie erfolgt die Allokation der Umwelteinwirkungen für Flugasche und Hüttensand auf ökonomischer Basis, d. h. anhand des aus dem Verkauf dieser Stoffe resultierenden Beitrags zur Wertschöpfung bei der Stromproduktion bzw. der Stahlherstellung [13.11].

### 13.3 Mischungsentwicklung

Wie Tabelle 39 zeigt, wird die Ökobilanz von Beton maßgeblich durch dessen Gehalt an Portlandzementklinker bestimmt. Die verbleibenden Betonbestandteile wie Wasser, Gesteinskörnungen und Zusatzmittel besitzen entweder einen deutlich geringeren Einfluss auf die Umwelt als Portlandzement oder sind aufgrund ihrer geringen Dosierung nicht maßgebend. Vor diesem Hintergrund ist die Zusammensetzung sog. Ökobetone i. d. R. durch einen gegenüber Normalbeton deutlich reduzierten Gehalt an Portlandzementklinker und durch die Zugabe großer Mengen an Betonzusatzstoffen wie beispielsweise Flugasche oder Hüttensand gekennzeichnet. Da Betonzusatzstoffe im Vergleich zu Portlandzement i. d. R. jedoch eine deutlich reduzierte hydraulische Reaktivität besitzen, muss diesem Leistungsdefizit durch eine Reduktion des Anmachwassergehalts begegnet werden, um einen gleichbleibenden (äquivalenten) w/z-Wert sicherzustellen. Dies wirkt sich wiederum ungünstig auf die Verarbeitbarkeit des Betons aus. Der Schlüssel zur Herstellung ökologisch optimierter Betone liegt somit in der Sicherstellung einer ausreichenden

**Tabelle 39.** Ökobilanzkennwerte der wichtigsten Betonausgangsstoffe

	Primärenergie		GWP	ODP	AP	EP	POCP	Quelle
	nicht erneuerbar	erneuerbar						
	[MJ/kg]	[MJ/kg]	[kg CO <sub>2</sub> /kg]	[kg R11/kg]	[kg SO <sub>2</sub> /kg]	[kg PO <sub>4</sub> /kg]	[kg C <sub>2</sub> H <sub>4</sub> /kg]	
Zement								
Zement (Branchen-EPD)	2,451	0,0658	0,632	1,50 · 10 <sup>-8</sup>	8,30 · 10 <sup>-4</sup>	1,20 · 10 <sup>-4</sup>	1,00 · 10 <sup>-4</sup>	[13.9]
CEM I 42,5	5,750	0,0940	0,956	1,75 · 10 <sup>-8</sup>	5,60 · 10 <sup>-4</sup>	3,44 · 10 <sup>-5</sup>	2,31 · 10 <sup>-5</sup>	[13.10]
CEM II/A	3,374	0,3023	0,802	5,97 · 10 <sup>-11</sup>	9,69 · 10 <sup>-4</sup>	1,44 · 10 <sup>-4</sup>	1,13 · 10 <sup>-4</sup>	[13.9]
CEM II/B	2,992	0,2753	0,666	5,36 · 10 <sup>-11</sup>	8,34 · 10 <sup>-4</sup>	1,26 · 10 <sup>-4</sup>	9,66 · 10 <sup>-5</sup>	[13.9]
CEM III	1,769	0,2058	0,344	4,08 · 10 <sup>-11</sup>	4,45 · 10 <sup>-4</sup>	6,47 · 10 <sup>-5</sup>	4,94 · 10 <sup>-5</sup>	[13.9]
Flugasche								
ohne Anrechnung	0	0	0	0	0	0	0	[–]
Masseanteil	49,70		4,180	4,06 · 10 <sup>-8</sup>	3,2 · 10 <sup>-2</sup>	1,76 · 10 <sup>-3</sup>	1,1 · 10 <sup>-3</sup>	[13.12]
Anteil Wert- schöpfung	4,84		0,350	8,45 · 10 <sup>-9</sup>	2,67 · 10 <sup>-3</sup>	1,52 · 10 <sup>-4</sup>	9,34 · 10 <sup>-5</sup>	
Hüttensand								
ohne Anrechnung	0	0	0	0	0	0	0	[–]
Masseanteil	22,20		1,390	2,72 · 10 <sup>-8</sup>	5,39 · 10 <sup>-3</sup>	7,52 · 10 <sup>-4</sup>	9,32 · 10 <sup>-4</sup>	[13.12]
Anteil Wert- schöpfung	3,54		0,149	6,76 · 10 <sup>-9</sup>	8,59 · 10 <sup>-4</sup>	8,18 · 10 <sup>-5</sup>	0,10	
Gesteinsmehle und Gesteinskörnungen								
Kalkstein- füller	0,350	2,10 · 10 <sup>-2</sup>	1,72 · 10 <sup>-2</sup>	5,72 · 10 <sup>-9</sup>	1,24 · 10 <sup>-4</sup>	9,22 · 10 <sup>-6</sup>	8,71 · 10 <sup>-6</sup>	[13.10]
Kalkstein- sand	0,114	4,64 · 10 <sup>-3</sup>	6,11 · 10 <sup>-3</sup>	3,19 · 10 <sup>-9</sup>	5,31 · 10 <sup>-5</sup>	6,05 · 10 <sup>-6</sup>	6,10 · 10 <sup>-5</sup>	
Quarzmehl 0–0,22 mm	0,820	3,16 · 10 <sup>-2</sup>	2,34 · 10 <sup>-2</sup>	4,98 · 10 <sup>-9</sup>	1,58 · 10 <sup>-4</sup>	6,75 · 10 <sup>-6</sup>	5,57 · 10 <sup>-6</sup>	
Quarzsand	0,539	1,29 · 10 <sup>-2</sup>	1,02 · 10 <sup>-2</sup>	2,10 · 10 <sup>-9</sup>	7,54 · 10 <sup>-5</sup>	3,00 · 10 <sup>-6</sup>	2,58 · 10 <sup>-6</sup>	
Sand	0,022	1,49 · 10 <sup>-3</sup>	1,06 · 10 <sup>-3</sup>	2,30 · 10 <sup>-10</sup>	6,57 · 10 <sup>-6</sup>	2,99 · 10 <sup>-7</sup>	2,39 · 10 <sup>-7</sup>	
Brechsand	0,113	2,21 · 10 <sup>-3</sup>	7,02 · 10 <sup>-3</sup>	6,31 · 10 <sup>-9</sup>	8,35 · 10 <sup>-5</sup>	1,24 · 10 <sup>-5</sup>	1,34 · 10 <sup>-5</sup>	
Kies	0,022	1,49 · 10 <sup>-3</sup>	1,06 · 10 <sup>-3</sup>	2,30 · 10 <sup>-10</sup>	6,57 · 10 <sup>-6</sup>	2,99 · 10 <sup>-7</sup>	2,39 · 10 <sup>-7</sup>	
Recycelte GK 0/16	0,084	2,00 · 10 <sup>-4</sup>	6,00 · 10 <sup>-3</sup>	k. A.	5,70 · 10 <sup>-5</sup>	9,00 · 10 <sup>-6</sup>	8,00 · 10 <sup>-6</sup>	
Zusatzmittel								
Fließmittel PCE	27,95	1,20	0,944	3,29 · 10 <sup>-8</sup>	1,19 · 10 <sup>-2</sup>	5,97 · 10 <sup>-3</sup>	5,85 · 10 <sup>-4</sup>	[13.13]
Verflüssiger	14,30	1,70	0,739	k. A.	9,04 · 10 <sup>-3</sup>	4,55 · 10 <sup>-4</sup>	9,91 · 10 <sup>-4</sup>	[13.10]

Verarbeitbarkeit bei minimalen Gehalten an Wasser bzw. Zementleim im Beton.

Analog zur Vorgehensweise bei Normalbeton müssen auch bei Ökobetonen zunächst die Anforderungen an den Beton festgelegt werden (siehe Bild 59, Nr. 1). Der erforderliche w/z-Wert  $\omega$  kann in erster Näherung beispielsweise aus der Walz-Kurve [13.14] abgeschätzt und unter Verwendung des gewünschten Zementgehalts  $z$  (in  $[\text{kg}/\text{m}^3]$ ) und der Rohdichte des Wassers  $\rho_w$  (in  $[\text{kg}/\text{m}^3]$ ) zur Berechnung der erforderlichen Packungsdichte  $\phi_{\text{erf}}$  herangezogen werden (siehe Gl. (13.13)).

$$\begin{aligned}\phi_{\text{erf}} &= \frac{V_{\text{Feststoff}}}{V_{\text{gesamt}}} = \frac{1 \text{ m}^3 - V_w}{1 \text{ m}^3} \\ &= \frac{1 \text{ m}^3 - \frac{z \cdot \omega}{\rho_w}}{1 \text{ m}^3}\end{aligned}\quad (13.2)$$

Hierbei wird davon ausgegangen, dass die aus dem w/z-Wert  $\omega$  und dem vorgegebenen Zementgehalt  $z$  resultierende Wassermenge  $V_w$  ausreichen muss, um alle Hohlräume zwischen den granularen Bestandteilen des Betons (inkl. Zement) aufzufüllen. In einem nächsten Schritt muss die Packungsdichte aller granularen Bestandteile des Betons – d. h. der Mischung aus Zement-, Zusatzstoff- und Gesteinskornpartikeln – entweder durch Verwendung entsprechender Berechnungsalgorithmen oder durch experimentelle Optimierungsverfahren auf ein Maximum gesteigert werden (siehe Bild 59, Nr. 2). Der nachfolgende Abschnitt gibt einen Überblick über die zur Verfügung stehenden Verfahren. Abschließend muss im Rahmen der Betonentwicklung experimentell überprüft werden, ob eine hinreichend hohe Packungsdichte erzielt wurde und die Betoneigenschaften den Festlegungen entsprechen (siehe Bild 59, Nr. 3). Der Ablauf der Mischungsentwicklung ist schematisch in Bild 59 dargestellt.

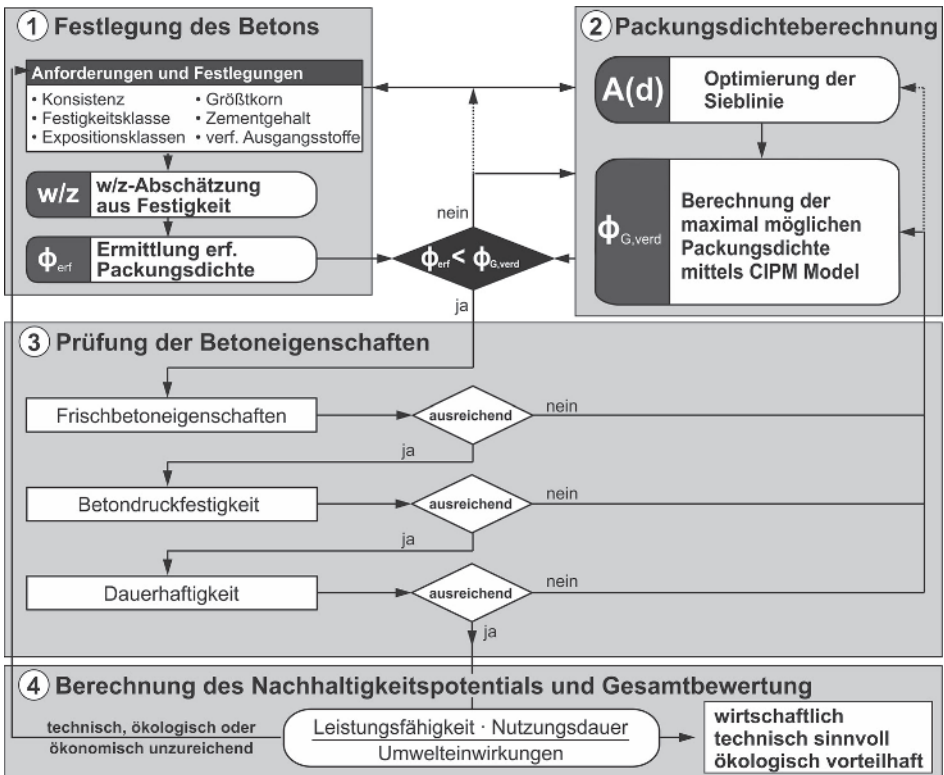


Bild 59. Schematische Darstellung der Arbeitsschritte bei der Entwicklung von Ökobetonen

### 13.3.1 Optimierung der Packungsdichte der granularen Ausgangsstoffe

Die Optimierung der Packungsdichte der granularen Ausgangsstoffe ist ein zentrales Element aller bekannten Mischungsentwurfsmethoden. Grundsätzlich stehen dem planenden Betontechnologen hierzu verschiedene Verfahren zur Auswahl (s. auch [13.15]):

#### Formalisierte Kornverteilungskurven

Die Anpassung der Sieblinie einer Gesteinskörnung bzw. eines Bindemittel-Gesteinskorn-Gemisches an formalisierte Kornverteilungskurven stellt eine sehr einfache und effiziente Möglichkeit der Packungsdichteoptimierung dar. Einen guten Überblick über die in der Betontechnologie verbreiteten Modelle gibt [13.16]. Zu den bekanntesten zählen hierbei die Modelle von *Andreasen* [13.17] sowie von *Fuller* [13.18], die durch Gl. (13.3) dargestellt werden können:

$$A = \left( \frac{d}{d_{\max}} \right)^n \quad (13.3)$$

Hierin bezeichnen  $d$  den mittleren Korndurchmesser,  $d_{\max}$  den Durchmesser des Größtkorns des Korngemisches und  $n$  einen Regressionsparameter. Dieser beträgt  $n = 0,37$  nach [13.17] bzw.  $n = 0,50$  in Anlehnung an [13.18].

Ausgangspunkt für die Optimierung bilden die volumenbasierten Sieblinien der einzelnen Ausgangsstoffe. Die Volumenanteile der Ausgangsstoffe müssen so gewählt werden, dass die Summe aller Kornverteilungen der Soll-Sieblinie gemäß Gl. (13.3) entspricht.

Bei der Anwendung dieses Modells muss beachtet werden, dass eine entsprechend Gl. (13.3) zusammengesetzte Körnung nicht zwingend eine optimale Packungsdichte aufweist, da die Packungsdichte u. a. auch durch die Kornform der Partikel und durch die eingetragene Verdichtungsenergie beeinflusst wird. Diesem Problem kann jedoch durch eine experimentelle Kalibrierung des Modellparameters  $n$  in Gl. (13.3) auf die im Herstellwerk vorliegenden Gesteinskörnungen bzw. Zemente begegnet werden.

Der zentrale Nachteil formalisierter Kornverteilungskurven besteht darin, dass diese Modelle keinerlei Information über die tatsächlich vorhandene Packungsdichte und damit über den vorliegenden Hohlraumgehalt innerhalb des Kornhauwerks liefern. Daher sind die Ermittlung der für die Betonherstellung erforderlichen Wassermenge und eine anschließende Überprüfung der  $w/z$ -Wert-Kriterien aus Festigkeits- und Dauerhaftigkeitsanforderungen ohne zusätzliche experimentelle Untersuchungen nicht möglich.

### Mathematisch-physikalische Packungsdichte-Optimierungsverfahren

Diese Verfahren stellen eine leistungsfähige, jedoch technisch sehr aufwändige Form der Sieblinienoptimierung dar. Im Gegensatz zu den rein deskriptiven Kornverteilungskurven gestatten sie auch die Berechnung der maximal möglichen Packungsdichte sowie des zu erwartenden Hohlraumgehalts im Hauwerk. Dies ermöglicht es dem planenden Betontechnologen, die Auswirkungen von Änderungen in der Kornzusammensetzung des Betons auf den Wasseranspruch bzw. den Leimgehalt direkt nachzuvollziehen.

Für die Anwendung bei der Mischungsentwicklung von Beton stehen verschiedene Modelle zur Verfügung. Eine Übersicht geben z. B. [13.15, 13.16]. Als das am weitesten fortgeschrittene Modell für die Betonentwicklung kann derzeit das sog. Compressible-Interaction-Packing-Model (CIPM) von *Fennis* [13.16] angesehen werden, welches auf dem Compressible-Packing-Model (CPM) von *de Larard* aufbaut [13.19] und neben einer Berechnung der Packungsdichte auch eine Vorhersage der zu erwartenden Konsistenz und Druckfestigkeit des Betons gestattet. Die theoretischen Grundlagen des Modells können anhand von Bild 60 erläutert werden.

Ausgangspunkt für die Betonentwicklung stellen die Packungsdichten  $\phi_{K,i,verd}$  der einzelnen Ausgangsstoffe  $i$  (im Folgenden als Körnungen bezeichnet; Index  $K$ ) mit dem mittleren Korndurchmesser  $d_i$  dar (s. Bild 60 (a)). Diese können durch experimentelle Untersuchungen beispielsweise mittels der Punkte-Methode (s. u.; [13.20]) ermittelt werden. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Packungsdichte einer Körnung eine Funktion der zur Verdichtung der Körnung aufgewendeten Energie darstellt. Für die weiteren Berechnungen wird daher die sog. theoretische Packungsdichte  $\phi_{K,i}$  herangezogen, die sich bei Aufwendung einer unendlich großen Verdichtungsenergie einstellen würde (s. Bild 60 (b)). Die theoretische Packungsdichte  $\phi_{K,i}$  der Körnung kann mittels Gl. (13.4) aus der experimentellen Untersuchung der Packungsdichte an einzelnen Körnungen  $\phi_{K,i,exp}$  berechnet werden, wobei die im Experiment eingebrachte Verdichtungsenergie (Kompressionsbeiwert  $k_i$  der Körnung  $i$ ) unter Verwendung von Tabelle 40 abgeschätzt werden kann.

$$\begin{aligned} \phi_{K,i} &= \left[ 1 + \frac{1}{k_i} \right] \cdot \phi_{K,i,verd} \\ &= \left[ 1 + \frac{1}{k_i} \right] \cdot \phi_{K,i,exp} \end{aligned} \quad (13.4)$$

Eine Steigerung der Packungsdichte der Körnung  $i$  über die theoretische Packungsdichte  $\phi_{K,i}$  hinaus ist nicht möglich. Werden jedoch die Hohlräume im Korngerüst der Körnung  $i$  durch eine weitere Körnung  $i+1$  mit deutlich geringerer mittlerer Partikelgröße  $d_{i+1}$  aufgefüllt, so gelingt es, die Packungsdichte des resultierenden Korngemisches  $\phi_{G,i}$  deutlich zu steigern (s. Bild 60 (c)). Der Index  $i$  in der Packungsdichtebezeichnung des Korngemisches gibt hierbei an, dass in diesem Fall die Eigenschaften der Körnung  $i$  dominierend für die Packungsdichte des Korngemisches  $G$  sind. Wird die mittlere Partikelgröße des Zwischenkorns  $d_{i+1}$  jedoch soweit gesteigert, dass das Zwischenkorn  $i+1$  die Grundkörnung  $i$  in ihrer Packungsdichte beeinflusst, so bewirkt die Zwischenkörnung eine Auflockerung der Grundkörnung und somit ggf. einen Rückgang der Packungsdichte des Korngemischs. Gleiches gilt für den Fall, dass der Gehalt der Zwischenkörnung soweit gesteigert wird, dass deren Volumen das Hohlraumvolumen der Grundkörnung überschreitet (s. Bild 60 (d)). Derartige Auflockerungseffekte werden durch das CPM- bzw. CIPM-Modell durch Einführung des Koeffizienten  $a_{ij}$  berücksichtigt, der mittels Gl. (13.5) auf der Grundlage geometrischer Betrachtungen errechnet werden kann.

Die Packungsdichte des Korngemischs wird weiterhin stark durch Wandeffekte beeinflusst. Diese können zwischen der Körnung und der Wandung eines Behälters oder aber zwischen Körnungen stark unterschiedlicher Korngröße auftreten und werden im CPM- bzw. CIPM-Modell durch den Koeffizienten  $b_{ij}$  abgebildet, der die Wechselwirkung zwischen zwei Körnungen  $i$  und  $j$  beschreibt (siehe Gl. (13.6)).

Der wesentliche Unterschied zwischen dem Modellansatz von *de Larrard* [13.19] und dessen Weiterentwicklung durch *Fennis* ist in der Tatsache zu sehen, dass *Fennis* den Einfluss sehr feiner Mehlkornpartikel mit einem Durchmesser  $d < 25 \mu\text{m}$  gesondert berücksichtigt und damit ausgeprägten Oberflächenkräften, die zwischen derartigen Partikeln wirken, besonders Rechnung trägt. Weiterhin kann über die Parameter  $w_a$  und  $w_b$  sowie  $C_a$  und  $C_b$  in den Gln. (13.5) und (13.6) der Einfluss der verwendeten Fließmittelart auf das Packungsverhalten der Partikel berücksichtigt werden. Für das Fließmittel Glenium 51 macht *Fennis* folgende Angaben:  $w_a = w_b = 1,0$  sowie  $C_a = 1,5$  und  $C_b = 0,2$  [13.16].

$$a_{ij} = \begin{cases} 1 - \frac{\log(d_i/d_j)}{w_{0,a}} & \text{für } \log(d_i/d_j) < w_{0,a} \\ 0 & \text{für } \log(d_i/d_j) \geq w_{0,a} \end{cases} \quad (13.5)$$

mit

$$w_{0,a} = \begin{cases} w_a \cdot C_a & \text{für } d_i < 25 \mu\text{m} \\ w_a & \text{für } d_i \geq 25 \mu\text{m} \end{cases}$$

$$b_{ij} = \begin{cases} 1 - \frac{\log(d_j/d_i)}{w_{0,b}} & \text{für } \log(d_j/d_i) < w_{0,b} \\ 0 & \text{für } \log(d_j/d_i) \geq w_{0,b} \end{cases} \quad (13.6)$$

mit

$$w_{0,b} = \begin{cases} w_b \cdot C_b & \text{für } d_i < 25 \mu\text{m} \\ w_b & \text{für } d_i \geq 25 \mu\text{m} \end{cases}$$

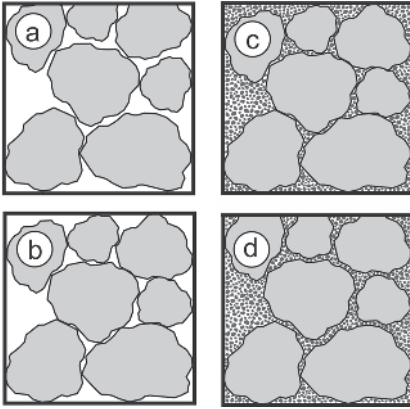
Die Parameter  $a_{ij}$  und  $b_{ij}$  gehen in die nachfolgende Gl. (13.8) ein. Die Indizes  $i$  und  $j$  bezeichnen dabei die miteinander wechselwirkenden Körnungen.

Der oben vorgestellte Ansatz für die Berechnung der Packungsdichte von zwei einzelnen Körnungen wurde von *de Larrard* auf eine beliebige Anzahl  $n$  von Einzelkörnungen erweitert, durch deren Mischung ein Korngemisch mit möglichst hoher Packungsdichte erzielt werden soll. Für einzelne Körnungen gilt hierbei die Voraussetzung, dass das Verhältnis der Durchmesser zwischen Kleinst- und Größtkorn  $d_{i,\min}/d_{i,\max}$  einer Körnung im Bereich zwischen 0,5 bis 0,9 liegen muss. Im Rahmen der Packungsdichteberechnung hat dies zur Folge, dass im Herstellwerk vorhandene Kornfraktionen oder Bindemittel mittels Siebung in einzelne Unterkörnungen aufgeteilt werden müssen. Im Modell bezeichnet  $i = 1$  dabei die Körnung mit größtem Korndurchmesser.

Im nächsten Schritt sind die Volumenanteile  $\vartheta_i$  der einzelnen Körnungen in der Trockenmischung durch den Anwender festzulegen. Diese werden im Modell als Feststoff-Volumenanteile  $\vartheta_i$  gemäß Gl. (13.7) angegeben. Hierin bezeichnen  $m_i$  die Masse und  $\rho_i$  die Rohdichte der betrachteten Körnung  $i$ .

$$\vartheta_i = \frac{\frac{m_i}{\rho_i}}{\sum_{v=1}^n \frac{m_v}{\rho_v}} \quad (13.7)$$

Um die theoretische Packungsdichte  $\phi_{G,i}$  des so festgelegten Korngemisches aus  $n$  einzelnen Körnungen berechnen zu können, müssen die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Körnungen untersucht werden. Hierzu wird jeweils eine Körnung  $i$  als dominant angenommen und untersucht, ob deren Packungsdichte durch Zugabe der anderen Körnungen  $j$  gesteigert werden kann (siehe Gl. (13.8)).



**Bild 60.** Schematische Darstellung der theoretischen Grundlagen des CPM- bzw. CIPM-Modells

**Tabelle 40.** Kompressionsbeiwert  $k$  in Abhängigkeit von der Verdichtungsmethode [13.16]

Zustand	Verdichtungsmethode	$k$ [-]
trockene Verdichtung des Schüttguts	schütten	4,10
	stochern	4,50
	rütteln	4,75
	rütteln unter 10 kPa Auflast	9,00
Verdichtung als Beton	rütteln	6,70

$$\phi_{G,i} = \frac{\phi_{K,i}}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ 1 - \phi_{K,i} + b_{ij} \cdot \phi_{K,i} \cdot \left( 1 - \frac{1}{\phi_{K,j}} \right) \right] \cdot \vartheta_j - \sum_{j=i+1}^n \left[ 1 - a_{ij} \cdot \frac{\phi_{K,i}}{\phi_{K,j}} \right] \cdot \vartheta_j} \quad (13.8)$$

Die Packungsdichte  $\phi_{G,i}$  der einzelnen Korngemische stellt einen Grenzwert dar, der nur unter Anwendung einer unendlich großen Verdichtungsenergie  $k$  erreicht werden kann. Die tatsächlich bei einem bestimmten Verdichtungsgrad vorliegende Packungsdichte des verdichteten Korngemisches  $\phi_{G,verd}$  kann mittels Gl. (13.9) ermittelt werden. Der Kompressionsbeiwert  $k$  ist Tabelle 40 zu entnehmen. Da Gl. (13.9) leider keine explizite mathematische Auflösung nach der Größe  $\phi_{G,verd}$  erlaubt, muss die durch das Modell vorhergesagte reale Packungsdichte  $\phi_{G,verd}$  des Korngemisches iterativ, beispielsweise mittels gängiger Tabellenkalkulationssoftware, ermittelt werden.

$$k = \sum_{i=1}^n \frac{\frac{\vartheta_i}{\phi_{K,i}}}{\frac{\phi_{G,verd}}{1} - \frac{1}{\phi_{G,i}}} \quad (13.9)$$

Das oben vorgestellte Berechnungsverfahren ist zwar sehr komplex, ermöglicht aber eine gute Abschätzung der zu erwartenden Packungsdichte eines Gemisches aus granularen Betonausgangsstoffen. Die zur Betonherstellung erforderliche Wassermenge  $w$  kann aus der Packungsdichte  $\phi_{G,verd}$  und dem geplanten Betonvolumen  $V_{Beton}$  berechnet werden:

$$V_w = (1 - \phi_{G,verd}) \cdot V_{Beton} \quad (13.10)$$

Die Berechnung der Betonzusammensetzung erfolgt anschließend unter Verwendung des Wasservolumens  $V_w$  und der Anteile des Trockengemi-

sches, d.h. der Volumenanteile von Zement, Zusatzstoffen, Gesteinsmehlen und Gesteinskörnungen sowie unter Berücksichtigung der Zusatzmittel.

### Experimentelle Verfahren zur Ermittlung der Packungsdichte

Für die experimentelle Bestimmung der Packungsdichte von Bindemittelgemischen bzw. Partikelhaufwerken werden in der internationalen Literatur mehrere Verfahren empfohlen. Nachfolgend wird kurz auf das Punkte-Verfahren eingegangen, das sich durch eine einfache Handhabung auszeichnet [13.20]. Der Grundgedanke des Punkte-Verfahrens besteht darin, dass der Hohlraum in einem Kornhaufwerk durch Zugabe von Wasser und anschließendem Mischen und Verdichten gezielt gefüllt werden kann. Die Packungsdichte wird mittels des Grenzwerts der Wasserzugabe bestimmt, der dann erreicht ist, wenn zusätzlich zugegebenes Wasser keinen Platz mehr in den Hohlräumen des Haufwerks findet. Dieses Wasser schlägt sich in einem Wasserfilm an der Oberseite des Gemischs nieder und führt zu einer signifikanten Veränderung der Lichtbrechung an der Oberfläche.

In der praktischen Umsetzung wird eine definierte Menge eines Partikelgemischs mit bekannter Dichte eingewogen. Das Volumen der Partikel kann aus der Masse der einzelnen Fraktionen  $m_i$  und deren Dichte  $\rho_i$  berechnet werden:

$$V_p = \frac{m_1}{\rho_1} + \dots + \frac{m_n}{\rho_n} \quad (13.11)$$



Die Partikelmischung wird zunächst trocken durchgemischt und homogenisiert. Anschließend wird schrittweise Wasser zugegeben, die Zugabemenge an Wasser durch Wägung erfasst, das Gemisch gründlich durchgemischt und durch Stöße verdichtet. Sobald die Packungsdichte erreicht ist, kommt es zu der oben beschriebenen Wasserfilmbildung an der Oberfläche des Gemischs. Mithilfe des bis zu diesem Zeitpunkt zugegebenen Wasservolumens  $V_w$  kann die Packungsdichte des Gemischs  $\phi_{G,exp}$  berechnet werden:

$$\phi_{G,exp} = \frac{V_p}{V_w + V_p} \quad (13.12)$$

Das Verfahren lässt sich sowohl für Korngemische als auch für einzelne Körnungen mit einem Größtkorn von ca. 2 mm bis 3 mm anwenden. Es liefert gut reproduzierbare Werte.

### 13.3.2 Bewertung der Leistungsfähigkeit der Bindemittelzusammensetzung

Die Leistungsfähigkeit des zuvor optimierten Gemischs aus Zement, Zusatzstoffen und Gesteinskörnung kann in Bezug auf die aus der Hydratation resultierende Festigkeit und Mikrostruktur mithilfe des äquivalenten Wassorzementwerts  $\omega_{eq}$  gemäß Gl. (13.13) bewertet werden:

$$\omega_{eq} = (w/z)_{eq} = \frac{w}{z + k \cdot r} \quad (13.13)$$

Hierin bezeichnen  $k$  den dimensionslosen Anrechenbarkeitsbeiwert für einen Zusatzstoff mit der Masse  $r$  nach DIN 1045-2 [1.3] bzw. Bauregelliste A [13.21],  $w$  den Wassergehalt und  $z$  den Zementgehalt jeweils in  $\text{kg}/\text{m}^3$  Beton. Wird eine bestimmte Masse Zement nun durch die gleiche Masse an Zusatzstoff jedoch mit einer reduzierten hydraulischen Leistungsfähigkeit (d. h.  $k < 1$ ) ausgetauscht, so muss auch der Wassergehalt der Mischung reduziert werden, um einen gleichbleibenden (äquivalenten)  $w/z$ -Wert zu gewährleisten. Im Extremfall reicht die über den  $w/z_{eq}$ -Wert bereitgestellte Menge an Wasser gerade noch aus, um alle Hohlräume im Kornhaufwerk des Bindemittelgemisches zu füllen. Für Bindemittelgemische gilt dann:

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{V_z + V_r}{V_w + V_z + V_r} \\ &= \frac{\frac{z}{\rho_z} + \sum_{i=1}^n \frac{r_i}{\rho_i}}{\frac{w}{\rho_w} + \frac{z}{\rho_z} + \sum_{i=1}^n \frac{r_i}{\rho_i}} \end{aligned} \quad (13.14)$$

Mithilfe der Gln. (13.13) und (13.14) kann nun die Mindestpackungsdichte  $\phi_{min}$  berechnet werden, die mindestens erforderlich ist, damit der aus dem äquivalenten  $w/z$ -Wert resultierende Wassergehalt ausreicht, um noch alle Hohlräume des Kornhaufwerks zu füllen. Zusatzmittel sind wie in der Betontechno-

logie üblich unter Anrechnung des Wassergehalts zu berücksichtigen. Die zuvor beispielsweise mit dem Modell von Fennis ermittelte Packungsdichte  $\phi_{G,verd}$  (siehe Gl. (13.9)) muss stets größer oder gleich dem nach Gl. (13.14) ermittelten Wert sein.

$$\phi_{G,verd} \geq \phi_{min} = \frac{\frac{z}{\rho_z} + \sum_{i=1}^n \frac{r_i}{\rho_i}}{\omega_{eq} \left[ \frac{z}{\rho_w} + \sum_{i=1}^n \frac{k_i \cdot r_i}{\rho_i} \right] + \frac{z}{\rho_z} + \sum_{i=1}^n \frac{r_i}{\rho_i}} \quad (13.15)$$

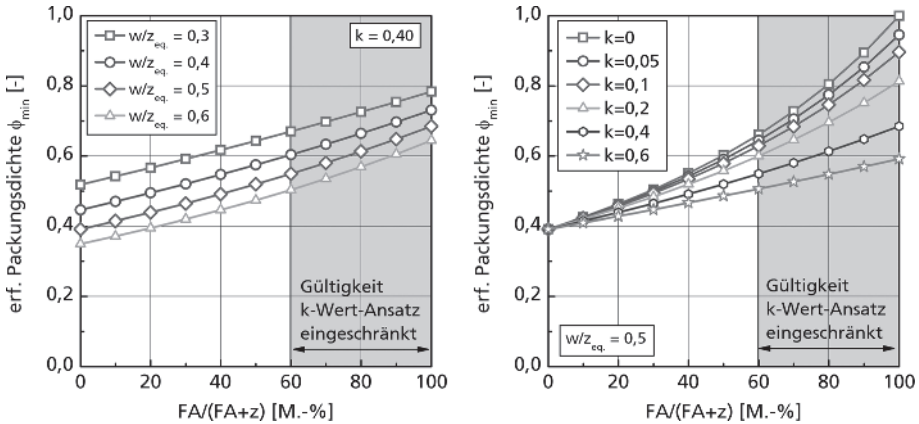
Das Ergebnis von Berechnungen mittels Gl. (13.15) ist exemplarisch für den Zusatzstoff Flugasche (FA) für verschiedene Wassorzementwerte bzw. Anrechenbarkeitsbeiwerte ( $k$ -Werte) in Bild 61 dargestellt. Als Rohdichte wurden für den Zement  $\rho_z = 3,1 \text{ kg}/\text{dm}^3$  und für Flugasche  $\rho_{FA} = 2,3 \text{ kg}/\text{dm}^3$  angesetzt.

Aus Bild 61 (links) wird deutlich, dass bei einem Austausch von Zement durch den Zusatzstoff Flugasche (mit  $k = 0,4$ ) die Packungsdichte  $\phi_{min}$  des Bindemittelgemischs zwingend zunehmen muss, damit die zugegebene Wassermenge ausreicht, um alle Haufwerksporen zu füllen und somit  $\phi_{G,verd} \geq \phi_{min}$  gilt. Diese Tendenz ist insbesondere für Zusatzstoffe mit geringem oder keinem Beitrag zur Hydratation bzw. Festigkeitsbildung wie beispielsweise Gesteinsmehle (s. Bild 61, rechts, für  $k \rightarrow 0$ ) gegeben. Bei der Anwendung von Gl. (13.15) bzw. hinsichtlich der Darstellung in Bild 61 muss weiterhin beachtet werden, dass der  $k$ -Wert-Ansatz nach DIN 1045-2 [1.3] für hohe Zementaustauschraten seine Gültigkeit verliert und unsinnige Ergebnisse liefert.

### 13.4 Methoden der Leistungsbewertung

Wie bereits in Abschnitt 13.1 erläutert, stellt die Leistungsbewertung einen zentralen Baustein beim Nachweis der Nachhaltigkeit eines Baustoffs dar. Diese Bewertung wird im Bauwesen üblicherweise mittels mechanischer Kenngrößen, wie der Druck- und Zugfestigkeit und dem E-Modul, sowie durch Dauerhaftigkeitskenngrößen vorgenommen. Nach [13.22] kann es insbesondere bei der Betonentwicklung sinnvoll sein, die mit der Erzielung bestimmter mechanischer Eigenschaften verbundenen Umweltwirkungen in Relation zu einer Bezugsgröße anzugeben. *Damineli* et al. [13.23] führen dazu den sog. Bindemittel-Intensitäts-Indikator  $b_i$  ein. Dieser gibt den Quotienten aus der Masse an Bindemittel  $B$  (in  $[\text{kg}/\text{m}^3]$ ) und der Druckfestigkeit  $f_{cm}$  (in MPa) an, d. h. die Menge an Bindemittel, die pro 1 MPa Druckfestigkeit erforderlich ist (siehe Gl. (13.16)).

$$b_i = \frac{B}{f_{cm}} \quad (13.16)$$



**Bild 61.** Minimale Packungsdichte  $\phi_{\min}$ , die erforderlich ist, damit die aus dem äquivalenten w/z-Wert resultierende Zugabemenge an Wasser ausreicht, um den Hohlraumgehalt des Bindemittelgemischs auszufüllen für Zement-Flugasche-Gemische mit konstanter Gesamtmasse, aber unterschiedlichen Anteilen von Flugasche an der Gesamtbindemittelmasse; links: für variable  $w/z_{eq}$ -Werte bei konstantem Anrechenbarkeitsbeiwert  $k = 0,4$ ; rechts: für  $w/z_{eq} = 0,5$  und variablem k-Wert; Berechnung nach Gl. (13.15)

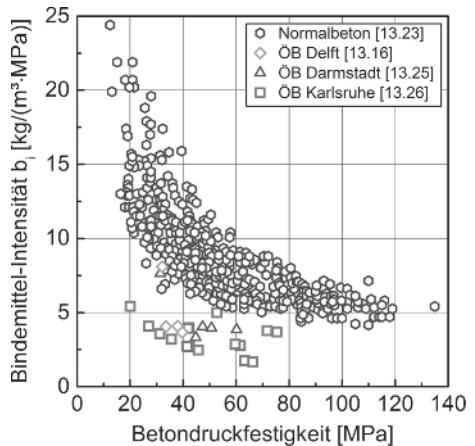
Eine Weiterführung dieses Ansatzes stellt der sog. CO<sub>2</sub>-Intensitäts-Indikator  $c_i$  dar (siehe Gl. 13.17). Hierbei wird die pro Druckfestigkeitseinheit und Kubikmeter Beton emittierte Äquivalentmenge an CO<sub>2</sub> (GWP nach Abschnitt 13.2) berechnet.

$$c_i = \frac{GWP}{f_{cm}} \quad (13.17)$$

Da die Ökobilanz eines Betons maßgeblich durch die Bilanz seiner Rohstoffe – und hier insbesondere des Zements – bestimmt wird, stellt Gl. (13.17) einen interessanten Bewertungsansatz dar, um durch die Optimierung von Bindemittelart und -gehalt eine geringstmögliche Umweltbelastung je Druckfestigkeitseinheit zu erzielen.

Bild 62 zeigt, dass für heute eingesetzte Betone höherer Festigkeit ca. 5 kg Bindemittel pro Kubikmeter Beton ausreichen, um 1 MPa an Druckfestigkeit zu erzeugen. Aus Bild 62 wird auch deutlich, dass das Optimierungspotenzial bei hochfesten Betonen nahezu ausgeschöpft zu sein scheint, während bei Betonen mit niedriger Festigkeit ein erhebliches Einsparpotenzial an Bindemittelseinsatz besteht. Für eine Druckfestigkeit von 30 MPa müssen derzeit noch zwischen 8 kg bis 17 kg Bindemittel pro erzielter Festigkeitseinheit aufgewendet werden. Einen ähnlichen Bindemittelausnutzungsgrad wie beim hochfesten Beton vorausgesetzt, könnte für den betrachteten Beton mit einer Festigkeit von 30 MPa der Bindemittelgehalt um ca. 100 kg/m<sup>3</sup> bis ca. 200 kg/m<sup>3</sup> reduziert werden. Berücksichtigt man weiterhin, dass der überwiegende Anteil des in

Deutschland produzierten Betons eine Festigkeit im Bereich von 30 MPa aufweist [13.24], so werden das Optimierungspotenzial, aber auch der erhebliche Forschungsbedarf zur Entwicklung niederfester Betone mit minimiertem Bindemittelbedarf und hoher Dauerhaftigkeit deutlich.



**Bild 62.** Bindemittelintensität  $b_i$  in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit des Betons für Normalbeton (NB; nach [13.23]) sowie für verschiedene Ökobetone (ÖB; nach [13.16, 13.25, 13.26])

Der Forschungsbedarf bei der ökologischen Optimierung niederfester Betone resultiert im Wesentlichen aus der Tatsache, dass sich mit abnehmender Druckfestigkeit und damit zunehmender Porosität die Dauerhaftigkeit von Beton i. d. R. verschlechtert. Dies hat u. a. eine Verkürzung der möglichen Nutzungsdauer eines Bauwerks zur Folge, mit ungünstigen Auswirkungen auf die Nachhaltigkeit (siehe Gl. (13.1)).

### 13.5 Zusammensetzung und Eigenschaften nachhaltiger Betone

Wie aus den Ausführungen in Abschnitt 13.4 deutlich wurde, stehen dem Betontechnologen prinzipiell zwei Möglichkeiten zur Verfügung, besonders nachhaltige Betone herzustellen: Erstens, es werden hochfeste Betone hergestellt oder zweitens, niederfeste und gleichzeitig bindemittelarme Ökobetone. Hochfeste Betone zeichnen sich durch sehr geringe Umwelteinwirkungen bezogen auf ihre Leistungsfähigkeit aus. Nachhaltig sind derartige Betone jedoch nur, wenn ihre Eigenschaften im Bauwerk auch ausgeschöpft werden. Ist aus planerischer Sicht hingegen keine hohe Druckfestigkeit bzw. Dauerhaftigkeit erforderlich, stellen sog. Ökobetone (engl. Green Concrete, Ecological Concrete oder Sustainable Concrete) eine Alternative dar. Dabei scheint sich der Begriff „Ökobeton“ im deutschen Sprachraum durchzusetzen. Einen umfassenden Überblick

über die Forschungsaktivitäten zu ökologischen Betonen geben *Glavind et al.* [13.22, 13.27–13.29].

Derzeit liegen in der internationalen Literatur nur vergleichsweise wenige Ergebnisse zur Zusammensetzung und den Eigenschaften zementreduzierter Ökobetone vor. *Proske* und *Graubner* berichten in [13.25] über systematische Versuche zur Entwicklung niederfester Ökobetone, bei denen Portlandzement durch Portlandkalksteinzement bzw. Hüttenzement sowie Kalksteinmehl und Flugasche ausgetauscht wurde. Die Zusammensetzung der Betone sowie ausgewählte Eigenschaften sind in Tabelle 41 dargestellt.

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass auch mit Ökobetonen durch eine gezielte Anpassung der Betonzusammensetzung eine hohe Leistungsfähigkeit erzielt werden kann (vgl. auch Bild 62). Im Hinblick auf die Bemessung ist hierbei insbesondere der gegenüber Normalbeton erhöhte E-Modul zu beachten, der auf den stark erhöhten Gesteinskorngehalt der Mischungen zurückgeführt werden kann. Abstriche in der Leistungsfähigkeit sind jedoch bei der Dauerhaftigkeit der Betone zu erwarten.

Zu ähnlichen Ergebnissen kommt auch *Fennis* [13.16]. Den Ausgangspunkt ihrer Entwicklung bilden die Ökobilanzdaten der Ausgangsstoffe sowie deren jeweilige Packungsdichte. Die Ausgangsstoffe werden dabei derart kombiniert, dass Mischungen mit möglichst geringer Umwelteinwirkung bei

**Tabelle 41.** Zusammensetzung und ausgewählte Eigenschaften von Ökobetonen [13.25]

Ausgangsstoff/ Eigenschaft	Dimension	Referenz- beton Ref. I.XC1	Ökobeton II.XC1	Ökobeton III.XC1	Ökobeton II.XC4	Ökobeton III.XC4
Zementart	[–]	CEM I	CEM II	CEM III	CEM II	CEM III
Zement	[kg/m <sup>3</sup> ]	240	140	180	180	220
Kalksteinmehl	[kg/m <sup>3</sup> ]	30	210	160	140	120
Flugasche	[kg/m <sup>3</sup> ]	0	21	27	50	30
Fließmittel	[kg/m <sup>3</sup> ]	1,0	3,9 *)	2,0 *)	4,1 *)	2,3 *)
Wasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	180	≤ 135	≤ 135	≤ 135	≤ 135
w/z <sub>eq</sub> -Wert	[–]	0,750	0,928	0,715	0,690	0,590
Druckfestigkeit f <sub>cm,cube</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	31,4	44,8	47,3	50,7	60,2
E-Modul E <sub>cm</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	29 500	36 300	37 000	36 700	36 500
Wassereindringtiefe (28 d)	[cm]	0,9	1,6	0,9	0,7	1,4
Frostabwitterung (Würfelverfahren)	[M.-%]	1,1	5,4	9,6	3,1	3,1

\*) Fließmittel auf PCE-Basis

gleichzeitig maximaler Packungsdichte entstehen. Dafür wendet *Fennis* die in Abschnitt 13.3 beschriebene Vorgehensweise an und optimiert die Packungsdichte aller granularen Ausgangsstoffe mithilfe des von ihr entwickelten CIPM-Modells. Die Zusammensetzung und wesentliche Kennwerte der entwickelten Betone sind in Tabelle 42 aufgeführt.

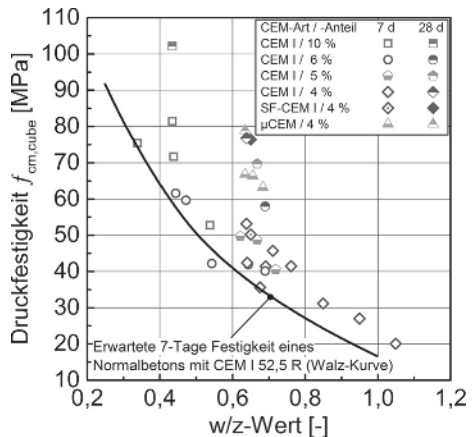
Der Vergleich der Ökobetone 1 bis 3 in Tabelle 42 mit dem ebenfalls aufgeführten Referenzbeton belegt, dass durch eine geeignete Packungsdichteoptimierung Betone mit ausreichender Druckfestigkeit bei stark reduzierter Bindemittel- bzw. CO<sub>2</sub>-Intensität hergestellt werden können (vgl. auch Bild 62). Besonders interessant ist in diesem Zusammenhang auch, dass die untersuchten Betone ein gegenüber dem Referenzbeton signifikant reduziertes Schwind- und Kriechvermögen aufwiesen [13.16].

Die überwiegende Mehrzahl der in der Literatur dokumentierten Arbeiten zur Entwicklung von Ökobetonen verfolgt den Ansatz, Portlandzementklinker durch andere reaktive Bindemittel, wie beispielsweise Hüttensand oder Flugasche, auszutauschen und gleichzeitig die Gesamtbindemittelmengen

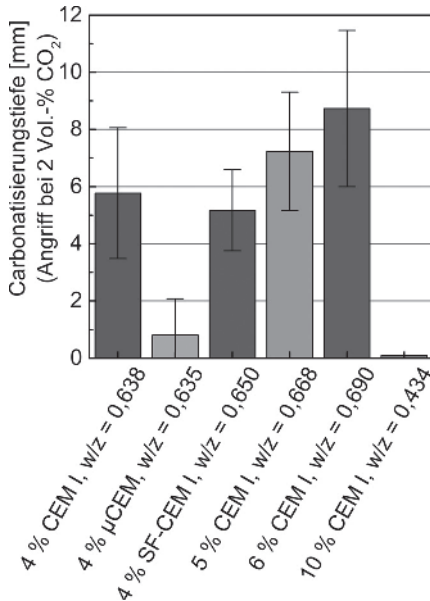
zu reduzieren. Hierbei muss beachtet werden, dass eine Verfügbarkeit derartiger Ersatzbindemittel im Hinblick auf die großtechnische Einführung von Ökobetonen nicht oder nur sehr eingeschränkt gegeben ist. Untersuchungen am Karlsruher Institut für Technologie zeigen jedoch, dass durch Einsatz inerter Gesteinsmehle und unter Anwendung der in Abschnitt 13.3 vorgestellten Methoden auf die Verwendung von Betonzusatzstoffen verzichtet werden kann [13.26]. Das Ergebnis dieser Entwicklungsarbeiten ist in Bild 63 dargestellt. Darin ist das Volumen des Portlandzements als Anteil am Volumen der trockenen Betonmischung (d. h. dem Volumen aller granularen Ausgangsstoffe) angegeben. Aus Bild 63 wird deutlich, dass auch mit Bindemittelgehalten von nur 4 Vol.-%, entsprechend ca. 110 kg/m<sup>3</sup> Portlandzement, Betondruckfestigkeiten erzielt werden können, die die gemäß Walz-Kurve (siehe [13.14]) zu erwartenden Festigkeiten deutlich übertreffen. Problematisch sind beim jetzigen Stand der Entwicklung jedoch die Verarbeitungseigenschaften dieser Betone zu bewerten [13.26]. Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit belegen eine systematische Verbesserung des Widerstands des Betons gegen verschiedene Angriffsarten mit abnehmen-

**Tabelle 42.** Zusammensetzung und Eigenschaften ausgewählter Ökobetone nach *Fennis* [13.16]

Angaben in [kg/m <sup>3</sup> ]	Beton Nr.			
	Ref.	1	2	3
CEM I 42,5 N	260	110	44	125
CEM III/B 42,5	–	–	66	–
Flugasche	–	88	65	75
Quarzmehl	–	62	85	–
Müllverbrennungs- asche	–	–	–	50
Sand und Kies	1911	2029	2026	2021
Wasser	161	103	103	112
Fließmittel	2,1	2,1	3,1	3,0
w/z [–]	0,62	0,94	0,94	0,90
w/z <sub>eq</sub> [–]	0,62	0,71	0,76	0,73
f <sub>cm,cube</sub> [MPa]	32,1	39,6	33,5	37,9
f <sub>ctm,sp</sub> [MPa]	2,5	2,7	2,5	3,0
E <sub>cm</sub> [GPa]	30,5	32,5	30,5	30,5
GWP [kg CO <sub>2</sub> -Äq.]	370	275	251	296
CO <sub>2</sub> -Intensität c <sub>i</sub> [kg <sub>CO2</sub> / (m <sup>3</sup> <sub>Beton</sub> · MPa)]	11,5	6,9	7,5	7,8



**Bild 63.** Mittlere Betondruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$ , ermittelt am Würfel im Alter von 7 d bzw. 28 d für Betone bestehend aus Portlandzement CEM I 52,5 R (CEM I), einem Gemisch aus CEM I 52,5 R und 5 M.-% Silikastaub (SF-CEM I) bzw. einem Mikrozement (Portlandzement mit extrem hoher Mahlfineheit; µCEM) mit unterschiedlichen Zementgehalten (in Vol.-% Zement bezogen auf Feststoffvolumen aller granularen Ausgangsstoffe) sowie Walz-Kurve gemäß [13.14] für Betone mit einem CEM I 52,5 R für Betondruckfestigkeiten im Alter von 7 d (Umrechnung 28 d auf 7 d mittels *fib* Model Code 2010)



**Bild 64.** Karbonatisierungstiefe, ermittelt an den in Bild 63 dargestellten Betonen bei einer Lagerung unter 2 Vol.-% CO<sub>2</sub> bei 20 °C und ca. 70 % r. F. im Alter von 56 d [13.30]

dem Zementgehalt (siehe Bild 64). Dies kann auf die mit abnehmendem Zementgehalt verbundene Abnahme des Zementleimgehalts und eine dadurch bedingte Abnahme des absoluten Porengehalts im Beton zurückgeführt werden [13.26]. Kritisch muss jedoch angemerkt werden, dass die Dauerhaftigkeit derartiger Betone noch nicht mit denen von Normalbeton gleicher Festigkeit gleichzusetzen ist [13.30]. Berechnet man jedoch beispielsweise anhand der in Bild 64 dargestellten Ergebnisse die zu erwartende Lebensdauer eines Bauwerks und setzt diesen Wert zusammen mit der ermittelten Betondruckfestigkeit (als Maß für die Leistungsfähigkeit) und den berechneten Umwelteinwirkungen in Gl. (13.1) ein, so weisen die entwickelten Ökobetone trotz ihrer reduzierten Dauerhaftigkeit ein stark verbessertes Nachhaltigkeitspotential im Vergleich zu Normalbeton auf [13.31, 13.32].

Abschließend kann festgestellt werden, dass eine Reduktion des Zementgehalts im Beton keine systematische Verschlechterung der Betoneigenschaften

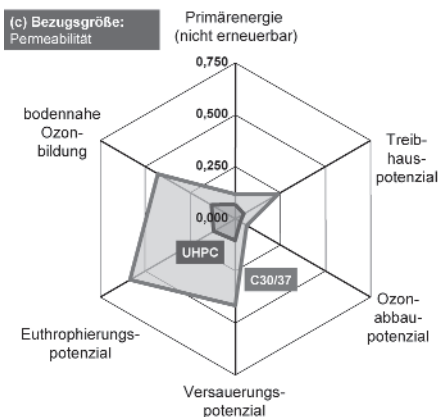
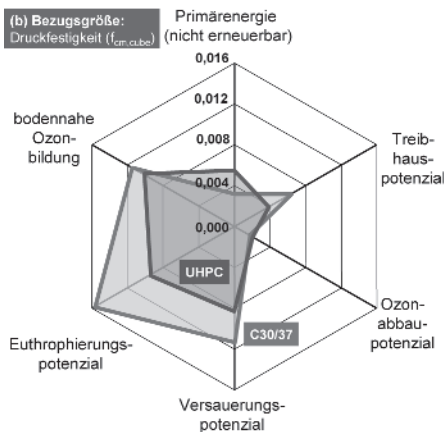
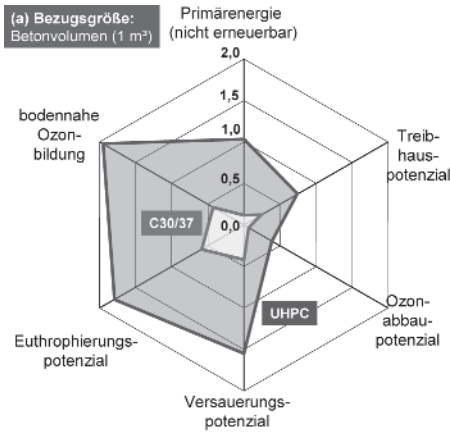
**Tabelle 43.** Zusammensetzung und Eigenschaften von hochfestem und ultrahochfestem Beton im Vergleich zu Normalbeton [13.33]

Ausgangsstoff/ Eigenschaft	Dimen- sion	C30/37	UHPC
Zement	[kg/m <sup>3</sup> ]	320	600
Mikrosilica		–	180
Quarzmehl		–	450
Sand 0/2		450	350
Kies 2/16		1500	700
Stahlfasern		–	196
Wasser		180	140
Fließmittel		3	30
w/b	[–]	0,5	0,21
Druckfestigkeit $f_{cm,cube}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	44,0	190,0
E-Modul $E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.500	52.000

zur Folge haben muss und dass das Nachhaltigkeitspotential des Betons gemäß Gl. (13.1) dadurch signifikant gesteigert werden kann.

Die vorangehenden Betrachtungen, insbesondere jene zur Leistungsbewertung in Abschnitt 13.4, behalten ihre Gültigkeit auch für ultrahochfeste Betone, obwohl diese nur unter Verwendung sehr hoher Zementgehalte hergestellt werden können. Die Zusammensetzung eines ultrahochfesten Betons im Vergleich zu einem Normalbeton C30/37 ist exemplarisch in Tabelle 43 aufgeführt [13.33].

Bild 65 zeigt, dass die Herstellung von ultrahochfestem Beton aufgrund des hohen Bindemittel-, Fließmittel- und Stahlfasergehalts signifikant größere Umwelteinwirkungen pro Volumeneinheit verursacht, als dies bei einem herkömmlichen Beton C30/37 der Fall ist. Bezieht man hingegen die Umwelteinwirkungen auf die Druckfestigkeit bzw. die Dauerhaftigkeit des Betons – hier durch die Permeabilität ausgedrückt –, so schneidet der ultrahochfeste Beton signifikant besser ab als der Normalbeton. Nicht berücksichtigt wurde bei diesem Vergleich, dass der UHPC bereits eine verstärkende Bewehrung durch Stahlfasern enthält und somit im Bauteil ggf. Stabstahlbewehrung eingespart werden kann. Insofern wird in diesem Vergleich der Normalbeton noch begünstigt.



**Bild 65.** Ökobilanz eines ultrahochfesten Betons UHPC und eines Normalbetons C30/37 nach Tabelle 43 jeweils bezogen auf das Betonvolumen (a), die Druckfestigkeit (b) und die Dauerhaftigkeit (Permeabilität, c); Dimensionen: Primärenergie in  $10^4 \text{ MJ}$ ; Treibhauspotenzial in  $10^3 \text{ kg CO}_2\text{-Äqu.}$ ; Ozonabbau-potenzial  $10^{-4} \text{ kg R11-Äqu.}$ ; Versauerungspotenzial  $\text{kg SO}_2\text{-Äqu.}$ ; Euthrophie-potenzial  $10^{-1} \text{ kg PO}_4\text{-Äqu.}$ ; bod. Ozonbildung  $10^{-1} \text{ kg C}_2\text{H}_4\text{-Äqu.}$

## 14 Normative Entwicklung

### 14.1 Neue EN 206 und DIN 1045-2

Im Jahr 2005 wurde vom CEN/TC 104 beschlossen, die Normenfassung der EN 206-1:2000 weitere fünf Jahre lang unverändert zu lassen, damit die Mitgliedsländer Erfahrungen in der Anwendung sammeln können. Im Jahr 2009 wurde schließlich eine vergleichende Umfrage [14.1] zur Zusammenstellung der Nationalen Anwendungsdokumente der EN 206-1:2000 bei allen CEN-Mitgliedstaaten durchgeführt, um einen Überblick darüber zu gewinnen, wie die europäische Betonnorm im Detail in den Ländern Anwendung findet. Damit sollten Bereiche identifiziert werden, in denen die Norm von den Mitgliedsstaaten unterschiedlich ausgelegt wird bzw. in denen Vereinfachungen möglich sind. Zudem sollte dargelegt werden, an welchen Stellen von den Anforderungen der Norm abgewichen wird und wo zusätzliche nationale Anforderungen gestellt werden.

Die Auswertung der Anwendung der Expositionsklassen (Klassenfestlegungen, Beschreibungen und Beispiele) in den verschiedenen CEN-Mitgliedstaaten im Rahmen von [14.1] zeigte zum Beispiel, dass eine weitere Harmonisierung nicht möglich ist. Weiterhin konnte man sich hinsichtlich der Betonzusammensetzung bei einzelnen Expositionsklassen nicht auf vollständig einheitliche Mindestanforderungen einigen. Dies ist nachvollziehbar, wenn man bedenkt, dass die Norm vom Nordpol bis in die Subtropen anwendbar sein soll.

Auf der Grundlage der Umfrage in den CEN-Mitgliedstaaten [14.1] wurden folgende Schwerpunktthemen identifiziert, die bei der Überarbeitung der EN 206-1 Berücksichtigung fanden:

- Anpassungen der EN 206 durch seit dem Jahr 2000 neu veröffentlichte Produktnormen (etwa für Fasern, rezyklierte Gesteinskörnungen);
- Überarbeitung des k-Wert-Ansatzes für Flugasche und Silicastaub und Aufnahme von neuen Regeln für Hüttensandmehl;
- Aufnahme eines Konzeptes zur Bewertung gleicher Betonleistungsfähigkeit;



- Aufnahme des Konzeptes der gleichen Leistungsfähigkeit von Gemischen aus CEM I und Zusatzstoffen (CEM I + II (EN 197-1)) = (CEM I + Zusatzstoff (im TB-Werk));
- Anpassung der Klassengrenzen und zulässigen Abweichungen bei den Frischbetonprüfungen;
- Überarbeitung der Konformitätsbewertung und Aufnahme neuer Konzepte für diese;
- Aufnahme von EN 206-9 „Ergänzende Regeln für selbstverdichtenden Beton (SVB)“;
- Aufnahme zusätzlicher Anforderungen an Beton für besondere geotechnische Arbeiten (Spezialtiefbau);
- Aufnahme der Änderungen zur EN 206-1, EN 206-1/A1 und EN 206-1/A2.

Die neue EN 206 wurde inzwischen im Juli 2014 veröffentlicht und nahezu zeitgleich ein Entwurf für eine überarbeitete DIN 1045-2 herausgegeben. Anlässlich der Sitzung des NABau-Arbeitsausschusses 005-07-02 AA „Betontechnik“ im Dezember 2014 wurden die zum Entwurf der E DIN 1045-2:2014-08 eingegangenen Stellungnahmen beraten. Die Analyse der Stellungnahmen hat gezeigt, dass die eingegangenen Kommentare zum Teil große Gegensätze aufweisen. Aus den Einsprüchen ergibt sich, dass das bisher formulierte, eher vereinheitlichende Normenkonzept für Beton auf Basis von EN 206-1/DIN 1045-2, an seine Grenzen stößt. Daher wird dieser Normentwurf nicht weiterverfolgt.

Der Arbeitsausschuss „Betontechnik“ hat sich auf der Sitzung das Ziel gesetzt, in einem neuen durchgehenden Konzept umfassende und konsistente Festlegungen von bauteilspezifischen Anforderungen an Planung, Baustoffe, Ausführung und Qualitätssicherung mit zu gestalten. Der DAfStb wurde gebeten, hierzu ein Rundgespräch mit den Bereichen Planung, Baustoffe und Ausführung zu koordinieren, das im Juli 2015 stattfand. Auf der Veranstaltung konnten zunächst alle interessierten Kreise ihre Auffassung von dem neuen Konzept darlegen. In nachfolgenden Sitzungen soll das Konzept dann weiterentwickelt werden. Die pränormativen Arbeiten im Rahmen dieser neuen Herangehensweise sollen durch den DAfStb übernommen werden.

Der Arbeitsausschuss „Betontechnik“ hat weiterhin beschlossen, einen 2. Entwurf der DIN 1045-2 zu erarbeiten, der integraler Bestandteil des zuvor beschriebenen Konzeptes ist.

Für DIN EN 206:2014-07 existiert somit Übergangsweise keine nationale Anwendungsregel. Die europäische Betonnorm ist ohne diese Anwendungsregel nicht anwendbar. Insofern bleibt bis zur Veröffentlichung einer neuen DIN 1045-2 der alte Regelungsstand „DIN EN 206-1:2001-07 (einschl. der Änderungen) in Verbindung mit DIN 1045-2: 2008-08“ mit allen zugehörigen DAfStb-Richtlinien

– auch bauaufsichtlich – weiter bestehen. Aus diesem Grund haben sich im Beton-Kalender 2016, anders als noch vor zwei Jahren prognostiziert, keine großen Änderungen für die für die Regelwerksituation ergeben.

#### 14.2 Widerstandsklassen – das neue Konzept zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken für die zukünftige EN 206

Neben der Sicherstellung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit unserer Ingenieurbauwerke wird in den neuen Regelwerken zur Erzielung möglichst langer Nutzungszeiträume verstärkt Gewicht auf die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit gelegt. Die DIN EN 1992-1-1 schreibt hierzu z. B. in allgemeingültiger Form: „Die Anforderung nach einem angemessenen dauerhaften Tragwerk ist erfüllt, wenn dieses während der vorgesehenen Nutzungsdauer seine Funktion hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ohne wesentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften bei einem angemessenen Instandhaltungsaufwand erfüllt [...]“. Somit dienen nahezu alle Anforderungen und Nachweise in den Regelwerken direkt oder indirekt der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit des Bauteils. Die „direkten“ Maßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit lassen sich in 4 Teilaspekte unterteilen:

- Richtige Erfassung und Festlegung der Bauteilexposition,
- Festlegung der Anforderungen an die Ausgangsstoffe, Grenzwerte für die Zusammensetzung (höchstzulässiger Wasserzementwert, Mindestzementgehalt) und Eigenschaften (Mindestdruckfestigkeitsklasse) des Betons aus der Bauteilexposition,
- Einhaltung von Mindestbetondeckungen,
- Nachbehandlung des Betons.

Bei dem aus der Lebensdauerbemessung nach ISO 16204 abgeleiteten neuen Konzept der Widerstandsklassen, das insbesondere für die Expositionsklassen XC, XS und XD vorgesehen ist, wird die Eindringgeschwindigkeit der Karbonatisierungs- oder Chloridfront in den Beton zugrunde gelegt. Eine 50-jährige Nutzungsdauer angenommen, bedeutet dann z. B. eine Widerstandsklasse R20 bei Karbonatisierung, dass die Karbonatisierungsfront nach 50 Jahren unter XC3-Lagerungsbedingungen mit einer Annahmewahrscheinlichkeit von 90 % eine Tiefe von 20 mm nicht überschreitet. Eine Widerstandsklasse R60 bei Chlorideinwirkung stellt sicher, dass unter XS2-Lagerungsbedingungen nach einer Zeitspanne von 50 Jahren der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt von 0,5 % (bezogen auf den Zementgehalt) in einer Tiefe von 60 mm mit einer Annahmewahrscheinlichkeit von 90 % nicht überschritten wird. Das Einhalten der zuvor be-

schriebenen Kriterien der Widerstandsklasse kann dann durch deskriptive Festlegungen von Anforderungen an die Betonzusammensetzung (Zementart, Zusatzstoffzugabe, Wasserzementwert) oder durch eine Performanceprüfung des Betons nachgewiesen werden. Der Tragwerkplaner kann dann durch entsprechende Wahl einer Widerstandsklasse die Mindestbetondeckungen flexibler variieren.

Im Zuge der bereits begonnenen Überarbeitung des Eurocode 2 und der Weiterentwicklung der EN 206, die erst jenseits des Jahres 2020 abgeschlossen sein werden, wird dieses neue Dauerhaftigkeitskonzept derzeit in einer gemeinsamen Arbeitsgruppe von CEN/TC 250/SC2 und CEN/TC 104/SC1 entwickelt.

## 15 Literatur

### Allgemeine Lehr- und Handbücher, Monographien

- [0.1] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: Beton, Arten – Herstellung – Eigenschaften; Verlag Ernst & Sohn, 2. Aufl., Berlin 2001.
  - [0.2] Locher, F.W.: Zement: Grundlagen der Herstellung und Verwendung; Verlag Bau und Technik, Düsseldorf, 2000.
  - [0.3] Verein Deutscher Zementwerke: Zement-Taschenbuch 2008, 51. Ausg., Düsseldorf 2008.
  - [0.4] ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete; Part 2: Construction Practices and Inspection, Pavements; American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. 2005.
  - [0.5] Neville, A. M.: Properties of Concrete; Third Edition, Longman Scientific & Technical, London 1994.
  - [0.6] Taylor, H.F.W.: Cement Chemistry, Academic Press Limited, 2nd ed., London 1997.
  - [0.7] Materials Science of Concrete. American Ceramic Society.  
Vol. I, ed. Skalny, J. P., Westerville 1989.  
Vol. II, eds. Skalny, J. P., Mindess, S., Westerville 1991.  
Vol. III, ed. Skalny, J. P., Westerville 1992.  
Vol. IV, eds. Skalny, J. P., Mindess, S., Westerville 1995.  
Vol. V, eds. Skalny, J. P., Mindess, S., Westerville 1998.  
Vol. VI, eds. Skalny, J. P., Mindess, S., Westerville 2001.  
Vol. VII, ed. Skalny, J. P., Westerville 2004.
  - [0.8] Chen, W.F.; Saleeb, A.F.: Constitutive Equations for Engineering materials; Vol. 1, Elasticity and Modeling, 2nd, Revised Edition, Elsevier. Amsterdam 1994.
  - [0.9] Springenschmid, R.: Betontechnologie für die Praxis. Bauwerk Verlag, Berlin 2007.
- ### Literatur zu den einzelnen Abschnitten
- [1.1] Lamprecht, H.-O.: Opus Caementitium – Bautechnik der Römer, 5. Aufl. Beton-Verlag, Düsseldorf 1996.
  - [1.2] CEB-Comité Euro-International du Beton – CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin D'Information No. 213/214, Lausanne, May 1993.
  - [1.3] DIN-Fachbericht 100 Beton. Zusammenstellung von DIN EN 206-1 und DIN 1045-2. Beuth Berlin 2005.
  - [1.4] Herrnkind, V.; Scholz, S.: Umrechnungsfaktor für gefügedichten Leichtbeton nach neuer Norm. beton 58 (2008), H. 4, S. 164–167.
  - [1.5] DAfStb Heft 526: Erläuterungen zu DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3 und DIN EN 12620. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, 2011.
  - [2.1] Feige, F.: Zur wirtschaftlichen Verwertung des Ölschiefers bei Rohrbach Zement – Eine Rückschau auf zwei bedeutende Verfahrensentwicklungen. Zement-Kalk-Gips 45 (1992), H. 2, S. 53–62.
  - [2.2] Neville, A. M.: High alumina cement concrete, John Wiley Sons Inc., New York 1973.
  - [2.3] Herb, A.; Große, C.; Reinhardt, H.-W.: Ultraschallmeseinrichtung für Mörtel. Otto Graf Journal 10 (1999), S. 144–155.
  - [2.4] Fichtner, N.; Sprung, S.; Thielen, G.: CE-Kennzeichnung für Zement nach EN 197-1, Erste harmonisierte Bauprodukt-Norm. Mitt. aus der Baunormung, Nr. 21, Nov./Dez. 2000, S. 2–10, auch DIN-Mitt. 79 (2000), Nr. 11, S. 789–796.
  - [2.5] Sprung, S.; Rechenberg, W.; Bachmann, G.: Umweltverträglichkeit von Zement, Zement-Kalk-Gips (1994) Nr. 8, S. 456–461.
  - [2.6] Walz, K.: Die Festigkeit von Zementgemischen. beton 11 (1961), H. 10, S. 696; ebenso Betontechnische Berichte 1961. Beton-Verlag, Düsseldorf 1962, S. 271–272.
  - [2.7] Hansen, T. C.: Physical Structure of Hardened Cement Paste – A Classical Approach; Materials and Structures 19 (1986), No. 114, pp 423–436.
  - [2.8] Powers, T. C.; Copeland, L. E.; Hayes, J. C.; Mann, H. M.: Permeability of Portland Cement Paste; Proceedings, American Concrete Institute, Nov. 1954, pp 285–300.
  - [2.9] Reschke, T.: Der Einfluss der Granulometrie der Feinstoffe auf die Gefügentwicklung und die Festigkeit von Beton. Schriftenreihe der Zementindustrie H 62/2000.
  - [2.10] DAfStb-Richtlinie Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyklierten Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620. Teil 1 Anforderungen an den Beton für die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1. Berlin, 2010.
  - [2.11] Abschlussberichte des Verbundforschungsprojekts Baustoffkreislauf im Massivbau. www.b-i-m.de, 2000.

- [2.12] Heef, S.: Ausschreibungshinweise für farbigen Sichtbeton. Betonwerk + Fertigteiltechnik 66 (2000), H. 2, S. 28–40.
- [2.13] DAfStb-Richtlinie. Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton. Berlin, Oktober 2013.
- [2.14] Siebel, E.; Reschke, T.: Alkali-Reaktion mit Zuschlägen aus dem südlichen Bereich der neuen Bundesländer. Untersuchungen an geschädigten Bauwerken. Beton 46 (1996), H. 5, S. 298–301 und H. 6, S. 366–370 – Untersuchungen an Laborbetonen. Beton 46 (1996), H. 12, S. 740–744 und 47 (1997), H. 1, S. 26–32.
- [2.15] Sprung, S.; Sylla, H.-M.: Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit und Wasseraufnahme von Betonzuschlagstoffen. ZKG International 50 (1997), Nr. 2, S. 63–75.
- [2.16] Grundsätze für die Erteilung von Zulassungen für Betonzusatzmittel (Zulassungsgrundsätze), Fassung März 2002, In: Zulassungs- und Überwachungsgrundsätze Betonzusatzmittel, Schriften des Deutschen Instituts für Bautechnik, Reihe B, H. 10, Berlin 2002.
- [2.17] Öttl, Ch.: Die schädigende Alkalireaktion von gebrochener Oberrhein-Gesteinskörnung im Beton. Otto-Graf-Institut, Schriftenreihe H. 87, Stuttgart 2004.
- [2.18] Richtlinie für Beton mit verlängerter Verarbeitbarkeitszeit (Verzögerter Beton); Eignungsprüfung, Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, November 2006.
- [2.19] Efes, Y.: Harmonisierte Europäische Zusatzmittelnormen DIN EN 934-2 und DIN EN 934-4 – Vergleich mit den Zulassungsgrundsätzen des Deutschen Instituts für Bautechnik. Betonwerk + Fertigteiltechnik 69 (2003), H. 4, S. 16–31.
- [2.20] Teichmann, G.: Praxisnahe Farbstärkebestimmung von Pigmenten in Beton, Betonwerk + Fertigteil-Technik 59 (1993), H. 11, S. 82–90.
- [2.21] „Grundsätze für die Erteilung von Zulassungen für anorganische Betonzusatzstoffe (Zulassungsgrundsätze) – Fassung Oktober 2002 –“ In: „Zulassungs- und Überwachungsgrundsätze; Anorganische Betonzusatzstoffe, Fassung Oktober 2002“, Schriften des Deutschen Instituts für Bautechnik, Reihe B, H. 17.
- [2.22] Sybertz, F.: Beurteilung der Wirksamkeit von Steinkohlflugasche als Betonzusatzstoff; Dissertation, RWTH Aachen, 1991 und Schriftenreihe des DAfStb, H. 434, Beuth, Berlin 1993.
- [2.23] DAfStb Heft 526: Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3 und DIN EN 12620. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin 2011.
- [2.24] Lang, E.: Einfluss von Nebenbestandteilen und Betonzusatzmitteln auf die Hydrationswärmeentwicklung von Zement. Beton-Informationen 37 (1997), H. 2, S. 22–25.
- [2.25] Schönlin, K.; Hilsdorf, H.K.: The Potential Durability of Concrete; Proceedings, IX. European Ready Mixed Concrete Organisation Congress, Stavanger, 1989, S. 453–479.
- [2.26] Lutze, D.; vom Berg, W. (Hrsg.): Handbuch Flugasche im Beton. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 2004.
- [2.27] Wiens, U.: Zur Wirkung von Steinkohlenflugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 551, Beuth, Berlin 2005, 214 pp.
- [2.28] Malier, Y.: High Performance Concrete – From material to structure. E & FN SPON, London 1992.
- [2.29] Manns, W.: Gemeinsame Anwendung von Silicastaub und Steinkohlenflugasche als Betonzusatzstoff. Beton 47 (1997), Nr. 12, S. 716–720.
- [2.30] Deutscher Betonverein: Zugabewasser für Beton. Merkblatt für die Vorabprüfung und Beurteilung vor Baubeginn sowie die Prüfungswiederholung während der Bauausführung (Fassung Januar 1982, redaktionell überarbeitet 1996), DBV-Merkblatt-Sammlung, Ausgabe April 1997.
- [2.31] Richtlinie für Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Juli 1995.
- [2.32] DAfStb-Richtlinie für Beton mit verlängerter Verarbeitbarkeitszeit (Verzögerter Beton) – Erstprüfung, Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung. Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [2.33] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton. ZTV Beton-StB. 07, Ausgabe 2007.
- [2.34] Stark, J.: Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Schriftenreihe des F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar, Nr. 3, 2008.
- [2.35] Sachstandbericht Hüttensandmehl als Betonzusatzstoff – Sachstand und Szenarien für die Anwendung in Deutschland. DAfStb H. 569, Berlin 2007.
- [2.36] Mielich, O.: Beitrag zu den Schädigungsmechanismen in Betonen mit langsam reagierender alkaliempfindlicher Gesteinskörnung, DAfStb Nr. 583, Berlin 2010.
- [2.37] DIN SPEC 18140:2012: Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536:2010-12, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle.
- [2.38] DAfStb-Richtlinie:2010-04: Massige Bauteile aus Beton – 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. Beuth Verlag, Berlin.
- [2.39] Plank, J.: Einfluss von Tonmineralien auf die Wirkung von PCE-Fließmitteln. Betonwerk + Fertigteiltechnik 81 (2015), H. 2, S. 80–83.
- [3.1] Thielen, G.; Spanka, G.; Grube, H.: Regelung der Konsistenz durch Fließmittel. Betontechn. Ber. 1995–1997, Bd. 27, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 1998, S. 61–68.
- [3.2] Spanka, G.; Grube, H.; Thielen, G.: Wirkungsmechanismen verflüssigender Zusatzmittel. Betontechn. Ber. 1995–1997, Bd. 27, Düsseldorf 1998, S. 45–60.

- [3.3] Wierig, H.-J.: Zur Frage der Theorie und Technologie des grünen Betons. Mitteilungen aus dem Institut für Materialprüfung und Forschung des Bauwesens der TU Hannover, H. 19. Hannover 1978.
- [3.4] Hilsdorf, H. K.: Criteria for the Duration of Curing, in: V. M. Malhotra (ed.), Proceedings Adam Neville Symposium on Concrete Technology, Las Vegas, Nev. USA, CANMET, June 1995, S. 129–146.
- [3.5] Grübl, P.: Europäisches Konzept zur Nachbehandlung von Beton. Betonwerk + Fertigteiltechnik H. 10 (1996), S. 82–91.
- [3.6] Meeks, K. W.; Carino, N. C.: Curing of High Performance Concrete: Report on the State-of-the-Art. NIST-Report 6295, 1999.
- [3.7] Bentur, A.; Jaegermann, C.: Effect of curing and composition on the properties of the outer skin of concrete; Concrete Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 3, No. 4, November 1991, p. 252–262.
- [3.8] Ewertson, C.; Peterson, P. E.: The Influence of Curing Conditions on the Permeability and Durability of Concrete. Results from a Field Exposure Test. Cement and Concrete Research, Vol. 23, S. 683–692, 1993.
- [3.9] Beddoe, R. E.: Einfluss von Schalungseinlagen auf die Dauerhaftigkeit von Beton, Betonwerk + Fertigteil-Technik 61 (1995), H. 2, S. 80–88.
- [3.10] Lang, E.: Anwendung von Schalungsbahnen im Kläranlagenbau. Betontechnische Untersuchungen. Beton-Informationen 40 (2000) H. 2/3, S. 19–26.
- [3.11] Soroka, I.: Concrete in Hot Environments, E & FN SPON, London 1992.
- [3.12] Reinhardt, H.-W.; Weber, S.: Hochfester Beton ohne Nachbehandlungsbedarf. In: Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997), H. 2, S. 37–41 und H. 3, S. 79–83.
- [3.13] Kovler, K.; Jensen, O. M. (Eds.): Internal Curing of Concrete, RILEM S. A. R. L. Report 41, Bagneux 2007.
- [3.14] Mechtcherine, V.; Reinhardt, H.-W. (Hrsg.): Application of super absorbent polymers in concrete construction. State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 225-SAP, Springer 2011.
- [3.15] Haist, M.: Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen bei Zementsuspensionen. Karlsruher Reihe, Massivbau, Baustofftechnologie, Materialprüfung, Heft 66, Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe, 2010.
- [3.16] Wüstholtz, T.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen der Frischbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton. Dissertation, Universität Stuttgart, 2005.
- [3.17] Röhling, S.; Eifert, H.; Kaden, R.: Betonbau – Planung und Ausführung, 1. Auflage, Verlag Bauwesen, Berlin, 2000.
- [3.18] Holcim GmbH Baden-Württemberg: Betonpraxis: Der Weg zum dauerhaften Beton, 4. Auflage, 2004.
- [3.19] Deutscher Beton-Verein E. V.: Beton-Handbuch, 2. Auflage, Bauverlag GmbH Wiesbaden, 1984.
- [4.1] Springenschmid, R.: Betontechnologie im Wasserbau, Wasserbauten aus Beton, Wilhelm Ernst & Sohn, 1988.
- [4.2] Springenschmid, R. (ed.): Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. RILEM Proceedings No. 25, E & FN Spon, London 1995.
- [4.3] Reinhardt, H. W.; Horden, W. C.: Temperatur und Spannungen in großformatigen unbewehrten Betonfertigteilen während der Erhärtung. In: Baustoffe – Forschung, Anwendung, Bewährung, Festschrift R. Springenschmid, TU München 1990, S. 328–341.
- [4.4] Rostásy, F. S.; Krauß, M.; Budelmann, H.: Planung Werkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen, Teil 1 bis 7. Bautechnik 79 (2002), H. 7, S. 431–435, H. 8, S. 523–527, H. 9, S. 641–647, H. 10, S. 697–703, H. 11, S. 778–789, H. 12, S. 869–874.
- [4.5] Wittmann, F. H.: Ursache und betontechnologische Bedeutung des Kapillarschwindens; Vorträge Betontag 1977, Deutscher Betonverein E. V., Wiesbaden, 1977, S. 256–264.
- [4.6] Mangold, M.: Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation, Berichte aus dem Baustoffinstitut, H. 1, Technische Universität München, 1994.
- [4.7] Silfwerbrand, J.: The influence of trafficinduced vibrations on the bond between old and new concrete. Royal Institute of Technology, Dept of Structural Mechanics and Engineering, Bulletin No. 158, Stockholm, 1992.
- [4.8] Harsh, S.; Darwin, D.: Traffic-Induced Vibrations and Bridge Deck Repairs. Concrete International 8 (1986) Nr. 5, S. 36–41.
- [4.9] Brandl, H.; Günzler, J.: Einfluss von Erschütterungen im frühen Erhärtungsstadium von Beton auf den Haftverbund mit Stahl. Bauplanung, Bautechnik 43 (1989) H. 1, S. 13–16.
- [4.10] Byfors, J.: Verfahren zur Bestimmung der Frühfestigkeit von Betonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984), H. 9, S. 247–251.
- [4.11] Kusterle, W.: Ein kombiniertes Verfahren zur Beurteilung der Frühfestigkeit von Spritzbeton. Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984), H. 9, S. 251–253.
- [4.12] Reinhardt, H.-W.; Grosse, C. U.; Herb, A.: Kontinuierliche Ultraschallmessung während des Erstarrens und Erhärtens von Beton als Werkzeug des Qualitätsmanagements. In: DAFStb, H. 490. Berlin: Beuth, 1998, S. 21–64.
- [5.1] Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zements, der Gesteine und der Betone. Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts der TH Stuttgart, Nr. 3, Stuttgart 1962.
- [5.2] Ziegeldorf, S.; Kleiser, K.; Hilsdorf, H. K.: Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton. DAFStb, H. 305, Berlin 1979.
- [5.3] Rostásy, F. S.; Wiedemann, G.: Festigkeit und Verformung von Beton bei sehr tiefer Temperatur. beton 30 (1980) H. 2, S. 54–59; ebenso Betontechnische

- Berichte 21 (1980/81). Beton-Verlag, Düsseldorf 1982, S. 17–32.
- [5.4] Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994.
- [5.5] Wittmann, F.: Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, H. 232. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1974, S. 1–63.
- [5.6] Fleischer, W.: Einfluss des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton, Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft 1, Technische Universität München 1992.
- [5.7] Hilsdorf, H. K.; Rottler, S.; Müller, H. S.: Versuche über das Kriechen unbewehrten Betons. Der Einfluss der Lagerung vor der Belastung, der Einfluss einer Spannungsänderung und einer Spannungsumkehr, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe. 1993.
- [5.8] Müller, H. S.; Küttner, C. H.; Kvitsel, V.: Creep and shrinkage models of normal and high performance concrete – concept for a unified codetype approach. *Revue Française du Genie Civil*, 1999.
- [5.9] Müller, H. S.; Kvitsel, V.: Kriechen und Schwinden von Beton. Grundlagen der neuen DIN1045 und Ansätze für die Praxis. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), H. 1, S. 8–19.
- [5.10] Grube, H.: Definition der verschiedenen Schwindarten, Ursachen, Größe der Verformungen und baupraktische Bedeutung. Beton 53 (2003), H. 12, S. 598–603.
- [5.11] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) – Erläuterungen zu DIN 1045-1, 2. überarbeitete Auflage 2010; Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.
- [5.12] Haist, M.; Müller, H. S.: Thermische Verformung von Beton. In: Betonverformungen beherrschen – Grundlagen für schadensfreie Bauwerke. 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung. Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M., Kromer, M. (Hrsg.), Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Verlag KIT Scientific Publishing, 2015, S. 1–14.
- [5.13] Müller, H. S.; Acosta, F.: Time dependent effects of structural concrete: Basics for constitutive modelling towards the next generation of Eurocode 2. In: Massivbau im Wandel. Festschrift zum 60. Geburtstag von Josef Hegger, Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen (Hrsg.). Ernst & Sohn Berlin, 2014, S. 395–413.
- [5.14] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) – Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA, Heft 600, 1. Auflage 2012; Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012
- [6.1] Abrams, D. U.: Design of Concrete Mixtures; Structural Material Research Laboratory, Bulletin 1, Lewis Institute, Chicago, 1918/1925.
- [6.2] Hordijk, D. A.: Local approach to fatigue of concrete. Meinema, Delft 1991.
- [6.3] RILEM FMC 1, Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of threepoint bend tests on notched beams, RILEM Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials, E & FN Spon, London 1994, S. 99–101.
- [6.4] Hilsdorf, H. K., in: H. Budelmann (Hrsg.), Stoffgesetze für Beton in der CEB-FIP Mustervorschrift MC90. Technologie und Anwendung der Baustoffe (Festschrift Prof. Rostasy), Ernst & Sohn, Berlin 1992, S. 95–104.
- [6.5] Rimmel, G.: Zum Tragverhalten hochfester Betone und seinem Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von schlanken Bauteilen ohne Schubbewehrung. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt 1993.
- [6.6] Carneiro, F.: Une nouvelle méthode d'essai pour déterminer la résistance à la traction du béton. Réunion des Laboratoires d'Essai de Matériaux, Paris, Juin 1947.
- [6.7] Heilmann, H. G.: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons, beton 19 (1969) H. 2, S. 68–70.
- [6.8] Vonk, R.: Softening of concrete loaded in compression. Diss. TU Eindhoven 1992.
- [6.9] van Geel, E.: Concrete behaviour in multiaxial compression. Experimental research. Diss. TU Eindhoven 1998.
- [6.10] Helmuth, R. A.; Turk, D. H.: Elastic Moduli of Hardened Portland Cement and Tricalcium Silicate Pastes; Effect of Porosity; Special Report 90, Highway Research Board, Washington D.C., 1966, S. 135–144.
- [6.11] Müller, H. S.: Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1986.
- [6.12] Reinhardt, H. W.; Cornelissen, H. A. W.: Zeitstandzugversuche an Beton. Baustoffe '85, Bauverlag Wiesbaden 1985, S. 162–167.
- [6.13] Rüsche, H.; Jungwirth, G.; Hilsdorf, H. K.: Kritische Sichtung der Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke. Beton- u. Stahlbetonbau 68 (1973) H. 3, S. 49–60; H. 4, S. 76–86; H. 6, S. 152–158.
- [6.14] Tegelaar, R. A.: Pers. Mitt. 28.08.2000.
- [6.15] DAfStb-Richtlinie „Wärmebehandlung von Beton“, Beuth, Berlin, November 2012.
- [6.16] Zäschke, W.: Konformitätskontrolle und Konformitätskriterien. In: Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN 4226, DAfStb, H. 526, Berlin 2003, S. 85–102.
- [6.17] Rinder, T.: Hochfester Beton unter Dauerzuglast. DAfStb, H. 544. Beuth, Berlin 2003.
- [6.18] Carino, N. J.; Tank, R. C.: Maturity functions for concrete made with various cements and admixtures. In Reinhardt, H. W. (Ed.), Testing during concrete construction. RILEM Proc. 11. London: Chapman and Hall, 1990, pp 192–206.
- [6.19] Bresson, J.: Prevision de résistance des produit en béton: facteur de maturité, temps equivalent. CE-RIB Technical Publication No. 56, Paris, März 1980.



- [6.20] Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading – Synthesis Report; CEB Bulletin D'Information No. 187, Lausanne, 1988.
- [6.21] Reinhardt, H. W.: Concrete under impact loading – Tensile strength and bond. *HERON* 27 (1982), H. 3, S. 5–48.
- [6.22] Dahms, J.: Über die Schlagfestigkeit des Betons für Ramppfähle. *beton* 18 (1968) H. 4, S. 131–136, und H. 5, S. 177–182; ebenso *Beton* 1968, H. 3, S. 49–82. Beton-Verlag, Düsseldorf 1969.
- [6.23] Ockert, J.: Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton. Diss. Univ. Karlsruhe und Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie H. 30, 1997.
- [6.24] Holmen, J. O.: Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. *Din Crua- Str. Norwegian Inst. techn., Univ. of Trondheim*, 1979.
- [6.25] Klausen, D.; Weigler, H.: Betonfestigkeit bei konstanter und veränderlicher Dauerschwellbeanspruchung. *Betonwerk + Fertigteil-Technik* 45 (1979) H. 3, S. 158–163.
- [6.26] Fatigue of Concrete Structures; State-of-the-Art-Report, CEB Bulletin D'Information No. 189, Lausanne, 1988.
- [6.27] Stemland, H.; Petkovic G.; Rosseland S.: Fatigue of High Strength Concrete; *SINTEF, Trondheim*, 1990.
- [6.28] Nieser, H.: Der Nachweis der Betriebsfestigkeit auf der Grundlage der Schadensakkumulation. *Mitteilungen Institut für Bautechnik* 12 (1981) Nr. 1, S. 3–9.
- [6.29] Zhao, G. Y., Wu, P. G., Bai, L. M.: „Research on fatigue behaviour of high-strength concrete under compressive cyclic loading“. In: *Proceedings/Fourth International Symposium on the Utilization of high strength – high performance concrete: 29–31 May 1996*, Vol. 2. Paris: Presses de l'ENPC, 1996. S. 757–764.
- [6.30] Hordijk, D. A., Wolsink, G. M., de Vries, J.: „Fracture and fatigue behaviour of a high strength limestone concrete as compared to gravel concrete“, *Heron* 40 (1995), Nr. 2, S. 125–146.
- [6.31] Mucha, S.: „Experimental series on fatigue of high strength concrete“, *LACER* 10 (2005), S. 319–328.
- [6.32] Do, M.-T., Chaallal, O., Aitcin, P.-C.: Fatigue behaviour of high-performance concrete. *Journal of materials in civil engineering* 5 (1993), Nr. 1, S. 96–111.
- [6.33] Pfanner, D.: Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung. *Forschritt-Bericht VDI, Reihe 4, Nr. 189*, Düsseldorf 2003.
- [6.34] Kessler-Kramer, Ch.: Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. *Dissertation Universität Karlsruhe*, 2002.
- [6.35] Alonso, M. T.: Persönliche Mitteilung aus dem FIZ des VDZ vom 14.03.2006.
- [6.36] Krausz, A. S.; Krausz, K.: Fracture kinetics of crack growth. *Dordrecht* 1988.
- [6.37] Hohberg, R.: Zum Ermüdungsverhalten von Beton. *Dissertation TU Berlin*, 2004.
- [6.38] Wefer, M.: Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung. *Dissertation Universität Hannover*, 2010.
- [6.39] Cornelissen, H. A. W.: Constant-amplitude tests on plain concrete in uniaxial tension and tension-compression. *Delft: Stevin Laboratory Report 5-84-1*, 1984.
- [6.40] Badr, A.: Flexural fatigue of fly-ash fibre-reinforced concrete. *Studies and Researches* 30 (2010), Politecnico di Milano, Italy, pp. 191–203.
- [6.41] International Federation for Structural Concrete (*fib*) – *fib Model Code for Concrete Structures*; Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2013.
- [6.42] Müller, H. S.; Dutulescu, E.; Malárics, V.: Der Spaltzugversuch – Neue Erkenntnisse und ihre Konsequenzen. In: *55. BetonTage, Betonwerk + Fertigteil-Technik*, (2011), Heft 2, S. 14–16.
- [6.43] Walz, K.: Beziehung zwischen Wasserzementwert, Normenfestigkeit des Zements (DIN 1164, Juni 1970) und Betondruckfestigkeit. *Beton* 1970, Beton-Verlag Düsseldorf, 1970, S. 165–178.
- [6.44] Mechtcherine, V.: Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton. *Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie*, Heft 40, Universität Karlsruhe, 2001.
- [6.45] *fib Bulletin 70: Code-type models for structural behaviour of concrete – Background of the constitutive relations and material models in MC 2010*. International Federation for Structural Concrete (*fib*), Lausanne, 2013.
- [6.46] Lohaus, L.; Oneschkow, N.; Wefer, M.: Design model for the fatigue behaviour of normal strength, high-strength and ultra-high-strength concrete. *Structural Concrete* 13 (2012), Nr. 3, S. 182–192.
- [6.47] Brameshuber, W.: Elastizitätsmodul von Beton – Einflussgrößen, Vorhersage, Prüfungen und Erfahrungen aus der Praxis. In: *Betonverformungen beherrschen – Grundlagen für schadensfreie Bauwerke*. 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M., Kromer, M. (Hrsg.), *Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Verlag KIT Scientific Publishing*, 2015, S. 29–36.
- [6.48] Müller, H. S., Haist, M., Kvitsel, V., Breiner, R.: Kriechen und Schwinden von Beton – Mechanismen, Einflussgrößen und stoffgesetzliche Modelle. In: *Betonverformungen beherrschen – Grundlagen für schadensfreie Bauwerke*. 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung. Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M., Kromer, M. (Hrsg.), *Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Verlag KIT Scientific Publishing*, 2015, S. 37–54.
- [7.1] Ewertson, C.; Peterson, P. E.: The Influence of Curing Conditions on the Permeability and Durability of Concrete. *Results from a Field Exposure Test. Cement and Concrete Research*, 23 (1993), pp. 683–692.



- [7.2] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 52, Düsseldorf 1991.
- [7.3] Schönlin, K.F.: Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, H. 8, Universität Karlsruhe, 1989.
- [7.4] Hilsdorf, H. K.; Schönlin, K.; Tauscher, F.: Dauerhaftigkeit von Betonen. Schriftenreihe BTB, Düsseldorf 1997.
- [7.5] Powers, T. C.; Copeland, L. E.; Mann, H. M.: Capillary Continuity or Discontinuity in Cement Pastes; PCA Research Bulletin No. 110, Skokie, Illinois 1959.
- [7.6] Bentz, D. P.; Garboczi, E. J.: Percolation of phases in a three-dimensional cement paste microstructural model; Cement and Concrete Research 21 (1991) pp. 325–344.
- [7.7] Klink, T.: Der Transport des radioaktiven Isotops Radon-222 in Abhängigkeit von der Mikrostruktur zementgebundenen Mörtels. Mitteilungen für Bauphysik und Materialwissenschaft, H. 2, Mainz, Aachen 1996.
- [7.8] Reinhardt, H. W. (Ed.): Penetration and permeability of concrete, Barriers to organic and contaminating liquids. E & FN SPON, London 1997.
- [7.9] Fehlhäber, Th.: Zum Eindringen von Flüssigkeiten und Gasen in ungerissenen Beton – Sosoro, M. und Reinhardt, H. W.: Eindringverhalten von Flüssigkeiten in Beton in Abhängigkeit von der Feuchte der Probekörper und der Temperatur – Frey, R. und Reinhardt, H. W.: Untersuchungen der Dichtigkeit von Vakuumbeton gegenüber wassergefährdenden Flüssigkeiten, Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 445, Beuth, Berlin 1994.
- [7.10] Reinhardt, H. W.; Aufrecht, M.: Simultaneous transport of an organic liquid and gas in concrete, Materials and Structures 28, (1995), No. 175, S. 43–51.
- [7.11] Sosoro, M.: Modelle zur Vorhersage des Eindringverhaltens von organischen Flüssigkeiten in Beton. Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 446, Beuth, Berlin 1995.
- [7.12] Kropp, J.; Hilsdorf, H. K. (eds.) Performance Criteria for Concrete Durability, State of the Art Report prepared by RILEM Technical Committee TC 116-PCD, Permeability of Concrete as a Criterion of its Durability. RILEM Report 12, E & FN SPON, London 1995.
- [7.13] Parrott, L. J.; Chen, Zh. H.: Some Aspects Influencing Air Permeation Measurements in Cover Concrete; BCA Report PP/520, January 1990.
- [7.14] Jooss, M.; Reinhardt, H.-W.: Permeability and diffusivity of concrete as function of temperature. Cement and Concrete Research 32 (2002), pp. 1497–1504.
- [7.15] Gräf, H.; Grube, H.: Einfluss der Zusammensetzung und der Nachbehandlung des Betons auf seine Gasdurchlässigkeit. beton 36 (1986) H. 11, S. 426–429, u. H. 12, S. 473–476.
- [7.16] Nürnberger, U.: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Bauverlag Wiesbaden 1995.
- [7.17] Schießl, P.; Gehlen, C.; Sodeikat, C.: Dauerhafter Konstruktionsbeton für Verkehrsbauwerke. Beton-Kalender 2004, S. 155–220.
- [7.18] Brodersen, H. A.: Zur Abhängigkeit der Transportvorgänge verschiedener Ionen im Beton von Struktur und Zusammensetzung des Zementsteins. Dissertation RWTH Aachen, 1982.
- [7.19] Frey, R.: Einwirkung von Streusalzen auf Betone unter gezielt praxisnahen Bedingungen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton Heft 384, Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1987.
- [7.20] Smolczyk, H.-G.: Stand der Kenntnis über Chloriddiffusion im Beton. Betonwerk + Fertigteil-Technik 50 (1984) H. 12, S. 837–843.
- [7.21] Page, C. L.; Havdahl, J.: Electrochemical Monitoring of Corrosion of Steel in Microsilica Cement Pastes. Matriaux et Constructions 18 (1985) Nr. 103, S. 41–47.
- [7.22] Chloridkorrosion. Berichte über das internationale Kolloquium am 22./23. 2. 1983 in Wien. Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des VZ, H. 36, Wien 1983.
- [7.23] RILEM TC 178 TMC „Chloride penetration“.
- [7.24] Richartz, W.: Die Bindung von Chlorid bei der Zement erhärtung; Zement-Kalk-Gips 22 (1969), H. 10, S. 447–456.
- [7.25] Hausmann, D. A.: Steel corrosion in concrete. Materials protection 1967, No. 11, pp. 19–23.
- [7.26] Litvan, G. G.: Mechanism of frost action in hardened cement paste. Journal of the American Ceramic Society, 55 (1972), No. 1, S. 38–42.
- [7.27] Powers, T. C.: Freezing Effects in Concrete, in: Durability of Concrete, American Concrete Institute SP-47, 1975, S. 1–12.
- [7.28] Setzer, M. J.: Mikroeilinsensbildung und Frostschaden. In: Eligehausen, R. (Hrsg.) Werkstoffe im Bauwesen – Theorie und Praxis, Hans-Wolf Reinhardt zum 60. Geburtstag, ibidem Stuttgart, 1999, S. 397–413.
- [7.29] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.; Setzer, M. J.: Luftporenbeton – Neuere Untersuchungen zur Feinstandzusammensetzung, Liegezeit und Nachdosierung von Luftporenbildnern. Betonwerk + Fertigteil-Technik 53 (1987) H. 11, S. 742–748.
- [7.30] Fagerlund, G.: The critical degree of saturation method of assessing the freeze-thaw-resistance of concrete. Materials and Structures, 10 (1977), No. 58, S. 217–229.
- [7.31] ASTM Standard C 666–90: Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing. 1994 Annual Book of ASTM Standards.
- [7.32] ÖNORM B 3306: Prüfung der Frost-Tausalz-Beständigkeit von vorgefertigten Betonerzeugnissen.
- [7.33] Setzer, M. J.; Hartmann, V.: CDF-Test-Prüfvorschrift; Betonwerk und Fertigteiltechnik, 57 (1991), H. 9, S. 83–86.
- [7.34] Stark, J.; Ludwig, H. M.: Erfahrungen mit dem CDF-Verfahren zur Prüfung des Frost-Tausalz-Wider-

- standes von Beton, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 11, 1993, S. 48–55.
- [7.35] Biczók, I.: Betonkorrosion, Betonschutz, 6. Auflage, Bauverlag, Wiesbaden/Berlin, 1968.
- [7.36] Sommer, H.: Ein neues Verfahren zur Erzielung der Frost-Tausalz-Beständigkeit des Betons. Zement und Beton 22 (1977) H. 4, S. 124–129.
- [7.37] Rendchen, K.: Frost- und Tausalzwiderstand von Beton mit Hochofenzement, Beispiele aus der Praxis. Beton-Informationen 39 (1999), H. 4, S. 3–23.
- [7.38] Hilsdorf, H. K.; Günter, M.: Einfluss von Nachbehandlung und Zementart auf den Frost-Tausalzwiderstand von Beton. Beton- und Stahlbetonbau 81 (1986), H. 3, S. 57–62.
- [7.39] Merkblatt für die Herstellung und Verarbeitung von Luftporenbeton; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Betonstraßen, Köln, Ausgabe 2004.
- [7.40] DAFStB; Sulfatangriff auf Beton: Empfehlungen für die Baupraxis. Beton 53 (2003), H. 5, S. 244–245.
- [7.41] Kunterding, H.: Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 12, Universität Karlsruhe, 1991.
- [7.42] Bakker, R. F. M.: Initiation period. In: P. Schiessl (Ed.), „Corrosion of steel in concrete“. Chapman and Hall, London 1988, pp. 22–55.
- [7.43] Jacobs, F.: Betonabrasion im Wasserbau. Beton 53 (2003), H. 1, S. 16–23.
- [7.44] Müller, H. S.; Vogel, M.: Lebenszyklusmanagement im Betonbau. In: beton, 58 (2008), H. 5, S. 206–215.
- [7.45] fib Bulletin 34: Model Code for Service Life Design. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Februar 2006.
- [7.46] Vogel, M.: Schädigungsmodell für die Hydroabrasionsbeanspruchung zur probabilistischen Lebensdauerprognose von Betonoberflächen im Wasserbau. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Dissertation, 2011.
- [7.47] DAFStB-Richtlinie. Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton. Teil 1: Allgemeines, Teil 2: Gesteinskörnungen mit Opalsandstein und Flint, Teil 3: Gebrochene alkaliempfindliche Gesteinskörnungen. Beuth Verlag, Berlin, Februar 2007, einschließlich Berichtigungen 1 (2010) und 2 (2011).
- [7.48] Müller, H. S.; Anders, I.; Breiner, R.; Vogel, M.: Concrete: treatment of types and properties in MC 2010. Structural Concrete 14 (2013), Nr. 4.
- [7.49] Scheydt, J. C.: Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton. Karlsruher Reihe, Massivbau, Baustofftechnologie, Materialprüfung, Heft 74, Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe, 2013.
- [7.50] Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M.: Dauerhafter Beton – Grundlagen, Planung und Ausführung bei Frost- und Frost-Taumittel-Beanspruchung. 6. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universität Karlsruhe (TH), Verlag KIT Scientific Publishing, 2009.
- [7.51] Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M.: Schutz und Widerstand durch Betonbauwerke bei chemischem Angriff. 8. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Verlag KIT Scientific Publishing, 2011.
- [7.52] Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M.: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft. 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universität Karlsruhe (TH), Verlag KIT Scientific Publishing, 2008.
- [8.1] Ozawa, K.; Maekawa, K.; Okamura, H.: High performance concrete with high filling capacity. In: E. Vasquez (Ed.), Admixtures for concrete, improvement of properties. Chapman & Hall, London, 1990, pp. 51–62.
- [8.2] Okamura, H.; Ozawa, K.: Selfcompactable high performance concrete in Japan. In: P. Zia (Ed.) High performance concrete. SP-159, ACI, Farmington Hills 1996, pp. 31–44.
- [8.3] DAFStB-Richtlinie Selbstverdichtender Beton. Berlin, November 2003.
- [8.4] Okamura, H.; Ozawa, K.: Mix design for self-compacting concrete. Concrete Library of JSCE 25 (1995), No. 6, pp. 107–120.
- [8.5] Reinhardt, H.-W. et al. (Hrsg.): Sachstandbericht Selbstverdichtender Beton (SVB), DAFStB H. 520, Berlin 2001.
- [8.6] Grube, H.; Rieker, J.: Selbstverdichtender Beton – ein weiterer Entwicklungsschritt des 5-Stoff-Systems Beton. Beton 49 (1999), Nr. 4, S. 239–244.
- [8.7] Efes, Y.; Hintzen, W.; Herschelmann, A.: Selbstverdichtende Betone mit allgemeinen bauaufsichtlicher Zulassung. Beton- und Fertigteiltechnik 69 (2003), H. 12, S. 6–13.
- [8.8] Brameshuber, W.: Selbstverdichtender Beton. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 2004.
- [8.9] Kordts, S.; Breit, W.: Kombiniertes Prüfverfahren der Verarbeitbarkeit von SVB – Auslaufkegel. beton 54 (2004), Nr. 4, S. 213–219.
- [8.10] Huß, A.: Mischungsentwurf und Fließeigenschaften von Selbstverdichtendem Beton (SVB) vom Mehlkorn- und feinstem Gesteinskörnungstyp unter Berücksichtigung der granulometrischen Eigenschaften der Gesteinskörnung. Dissertation Universität Stuttgart, 2010.
- [8.11] Huß, A.; Reinhardt, H.-W.: SVB vom Mehlkorn- und feinstem Gesteinskörnungstyp – Entwurfskonzept und Fließeigenschaften von SVB. Betonwerk + Fertigteil-Technik 75 (2009), H. 8, S. 4–12 und H. 9, S. 22–34.
- [8.12] DAFStB-Richtlinie Selbstverdichtender Beton. Berlin, September 2012. Teil 1: Ergänzungen und Änderungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA; Teil 2: Ergänzungen und Änderungen zu DIN EN 206-1, DIN EN 206-9 und DIN 1045-2; Teil 3:

- Ergänzungen und Änderungen zu DIN EN 13670 und DIN 1045-3.
- [9.1] DIN 18217:1981-12: Betonflächen und Schalungshaut.
- [9.2] Merkblatt Sichtbeton: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V. (Hrsg.), 2004.
- [9.3] Richtlinie: Geschalte Betonoberflächen („Sichtbeton“). Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik, 2002.
- [9.4] Lohaus, L.; Fischer, K.: Sichtbeton – Betonzusammensetzung, Einbau, Qualitätssicherung. In: Sichtbeton – Planen, Herstellen, Beurteilen, 2. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.). Universitätsverlag Karlsruhe, 2005, S. 33–43.
- [9.5] Ebeling, K.: Sichtbeton. Planungs- und Ausführungshinweise – Der Aufgabenbereich des Bauingenieurs. beton 48 (1998), H. 4, S. 208–213.
- [9.6] Springenschmid, R.: Betontechnologie für die Praxis. Bauwerk Verlag, Berlin 2007.
- [9.7] Hillemeier, B.; Buchenau, G.; Herr, R. et al.: Spezialbetone. In: Beton-Kalender 2006 – Turmbauwerke und Industriebauten, Bergmeister, K.; Wörner, J.-D. (Hrsg.). Ernst & Sohn, Berlin, 2006, S. 519–583.
- [9.8] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V. (Hrsg.): DBV-Merkblatt Trennmittel für Beton, Teil A – Hinweise zur Auswahl und Anwendung. Berlin, März 2007.
- [9.9] Strehlein, D.; Schießl, P.: Fleckige Hell-Dunkel-Verfärbungen an Sichtbetonflächen. Betonwerk + Fertigteil-Technik 74 (2008) H. 1, S. 32–39.
- [9.10] Fiala, H.; Raddatz, J.: Braune Verfärbungen auf Sichtbetonoberflächen. Beton-Informationen, Vol. 43, No. 2, 2003, S. 27.
- [9.11] Stark, J.; Wicht, B.: Zement und Kalk. Der Baustoff als Werkstoff. Bau-Praxis. Birkhäuser Verlag, Basel, 2000.
- [9.12] Günter, M.: Sichtbeton – Möglichkeiten der Mängelbeseitigung und Instandsetzung. In: Sichtbeton – Planen, Herstellen, Beurteilen, 2. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.). Universitätsverlag Karlsruhe, 2005, S. 71–80.
- [9.13] Müller, H. S.; Haist, M.: Sichtbetone aus Leichtbeton. In: Sichtbeton – Planen, Herstellen, Beurteilen, 2. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.). Universitätsverlag Karlsruhe, 2005, S. 57–70.
- [9.14] Lohaus, L.; Gläser, T.; Fischer, K.: Betonentwurf und Prüfkonzepte für anspruchsvolle Sichtbetonbauwerke. beton 63 (2013), H. 4, S. 118–123.
- [9.15] Strehlein, D.: Fleckige Dunkelverfärbungen an Sichtbetonoberflächen, Charakterisierung – Entstehung – Vermeidung. Dissertation, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Technische Universität München, 2013.
- [10.1] Bosold, D.: Zement-Merkblatt Leichtbeton. Verein Deutscher Zementwerke e. V. (Hrsg.), Ausgabe 4/2008.
- [10.2] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1, Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau in Verbindung mit dem Nationalen Anhang, DIN EN 1992-1-1/NA. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [10.3] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1 (einschließlich Änderung A3). Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [10.4] DIN EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, einschließlich Änderung A3. Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [10.5] DIN V 4165-100: Porenbetonsteine – Teil 100: Plansteine und Planelemente mit besonderen Eigenschaften. Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [10.6] DIN 4166: Porenbeton-Bauplatten und Porenbeton-Planbauplatten. Beuth Verlag, Berlin, 1997.
- [10.7] DIN EN 771-4: Porenbeton-Bauplatten und Porenbeton-Planbauplatten. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [10.8] DIN EN 1520: Vorgefertigte bewehrte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton und mit statisch anrechenbarer oder nicht anrechenbarer Bewehrung. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [10.9] DIN 4213: Anwendung von vorgefertigten bewehrten Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton in Bauwerken. Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [10.10] Weigler, H.; Karl, S.: Stahlleichtbeton – Herstellung, Eigenschaften, Ausführung. Bauverlag, Wiesbaden/Berlin 1972.
- [10.11] Wischers, G.: Herstellung und Eigenschaften von Leichtbeton hoher Festigkeit. Zement-Taschenbuch 1968/69, Bauverlag, Wiesbaden 1967, S. 237–313.
- [10.12] Faust, Th.: Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- [10.13] Müller, H. S.; Linsel, S.; Garrecht, H. et al.: Hochfester konstruktiver Leichtbeton – Teil 1: Materialtechnologische Entwicklungen und Betoneigenschaften. In: Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000) H. 7, S. 392–414.
- [10.14] Weigler, H.; Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung, Eigenschaften. Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [10.15] Thienel, K.-Ch.: Materialtechnologische Eigenschaften der Leichtbetone aus Blähton, Technologie und Anwendung der Baustoffe. Festschrift Prof. Rostásy. Ernst & Sohn, Berlin, 1992.
- [10.16] Held, M.: Hochfester Konstruktions-Leichtbeton. beton 46, H. 7, 1996.
- [10.17] Manns, W.: Leichtzuschlag. Zement-Taschenbuch 48 (1984), Bauverlag, Wiesbaden/ Berlin 1983, S. 159–173.
- [10.18] DIN EN 12620: Gesteinskörnungen für Beton (einschließlich Änderung A1). Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [10.19] DIN EN 13055-1: Leichte Gesteinskörnungen – Teil 1: Leichte Gesteinskörnungen für Beton, Mörtel

- und Einpressmörtel (einschließlich Berichtigung 1). Beuth Verlag, Berlin, 2004.
- [10.20] DIN V 18004: Anwendungen von Bauprodukten in Bauwerken – Prüfverfahren für Gesteinskörnungen nach DIN V 20000-103 und DIN V 20000-104. Beuth Verlag, Berlin, 2004.
- [10.21] DIN EN 1097-5: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 5: Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung. Beuth Verlag, Berlin, 2007.
- [10.22] Grübl, P.: Druckfestigkeit von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Beton 29 (1979), H. 3. S. 91–95.
- [10.23] Grübl, P.; Klemm, K.: Optimierte Betonzusammensetzung beim Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000) H. 7, S. 415–419.
- [10.24] König, G.; Faust, Th.: Der Einfluss der Sandrohdichte auf die Eigenschaften konstruktiver Leichtbetone. Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000) H. 7, S. 426–431.
- [10.25] Schlaich, M.; El Zareef, M.: Infraleichtbeton. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008) H. 3, S. 175–182.
- [10.26] Weigler, H.; Nicolay, J.: Temperatur und Zwangsspannung in Konstruktions-Leichtbeton infolge Hydratation. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, H. 247, S. 1–44. Ernst & Sohn, Berlin, 1975.
- [10.27] Müller, H. S., Haist, M.: Selbstverdichtender Leichtbeton – Erste allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 70, H. 12, 2004, S. 8–17.
- [10.28] Müller, H. S.; Haist, M.: Leichtbeton – Technologie, Innovationen, Anwendungen und ausgeführte Bauwerke. VDI Jahrbuch 2004, S. 155–172.
- [10.29] Müller, H. S., Haist, M.: Bauwerkserfüllung mit pumpbarem selbstverdichtenden Leichtbeton. Abschlussbericht zum Forschungsprojekt. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2004.
- [10.30] Schulz, B.: Erfahrungen beim Pumpen von Leichtbeton. beton 25 (1975) H. 3, S. 86–91.
- [10.31] Rössig, M.: Fördern von Frischbeton, insbesondere von Leichtbeton, durch Rohrleitungen. Forschungsbericht des Landes Nordrhein-Westfalen Nr. 2456. Westdeutscher Verlag, 1974.
- [10.32] Herrnkind, V.; Scholz, St. G.: Berücksichtigung des Einflusses der unterschiedlichen Lagerungsarten „trocken“ und „feucht“ auf die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen. Beton, H. 4, 2008, S. 164–167.
- [10.33] Heilmann, H. G.: Versuche zur Teilflächenbelastung von Leichtbeton für tragende Konstruktionen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, H. 344. Ernst & Sohn, Berlin, 1983.
- [10.34] Weigler, H., Karl, S.; Lieser, P.: Über die Biegetragfähigkeit von Stahlleichtbeton. Betonwerk + Fertigteil-Technik. 38 (1972) H. 5, S. 324–334; H. 6, S. 44–49.
- [10.35] Weigler, H.; Freitag, W.: Dauerschwell und Betriebsfestigkeit von Konstruktions-Leichtbeton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, H. 247, S. 45–47. Ernst & Sohn, Berlin, 1975.
- [10.36] Pauw, A.: Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density. Journal of the American Concrete Institute 57 (1960) H. 6, S. 678–687.
- [10.37] Hermann, V.: Spannungs-Dehnungs-Linien von Leichtbeton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, H. 313. Ernst & Sohn, Berlin, 1980, S. 3–56.
- [10.38] Müller, H. S.; Kvitsel, V.: Kriech- und Schwindbeiwerte für normalfeste und hochfeste Konstruktionsleichtbetone. Forschungsvorhaben V 402 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAFStb), Veröffentlichung in der Schriftenreihe des DAFStb vorgesehen.
- [10.39] Rostásy, F. S.; Teichen, K.-Th.; Alda, W.: Über das Schwinden und Kriechen von Leichtbeton bei unterschiedlicher Korneigenfeuchtigkeit. Beton 24 (1974) H. 6, S. 223–229; ebenso Betontechnische Berichte 1974. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1975, S. 91–109.
- [10.40] Reinhardt, H.-W.: Kriechversuche an Leichtbeton. Einige Ergebnisse niederländischer Untersuchungen. Beton 29 (1979), H. 3, S. 88–90.
- [10.41] Hofmann, P.; Stöckl, S.: Versuche zum Kriechen und Schwinden von hochfestem Leichtbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1983, H. 343. S. 3–19.
- [10.42] Hegger, J.; Will, N.; Görtz, St.; Kommer, B.: Zur Tragfähigkeit von Spannbetonbalken aus hochfestem Leichtbeton. Betonwerk + Fertigteil-Technik, H. 3, 2005, S. 34–45.
- [10.43] Dehn, F.: Einflußgrößen auf die Querkrafttragfähigkeit schubunbewehrter Bauteile aus konstruktivem Leichtbeton. Dissertation, Universität Leipzig, 2002.
- [10.44] Kvitsel, V.: Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normal- und hochfestem Konstruktionsleichtbeton. Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe, 2011.
- [10.45] Hergenröder, M.: Korrosion von Stahl in Leichtbeton – Ergebnisse eines Auslagerungsprogramms. Betonwerk + Fertigteiltechnik 52 (1986) H. 11, S. 725–730.
- [10.46] Weigler, H.; Karl, S.: Frost- und Tausalzverhalten und Verschleißverhalten von Konstruktionsleichtbetonen. Betonsteinzeitung 34 (1968) H. 5, S. 225–240 und H. 11, S. 581–583.
- [10.47] DIN V 4108: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte. Beuth Verlag, Berlin, 2007.
- [10.48] Haksever, A.; Schneider, U.: Zum Brandverhalten von Leichtbetonkonstruktionen. Deutsche Bauzeitung 9 (1982), S. 1279–1282.
- [10.49] Heller, D.: Schallschutz in Gebäuden aus Leichtbeton. Mauerwerk 10 (2006) H. 4, S. 175.

- [10.50] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V.: Merkblatt Sichtbeton, Fassung August 2004.
- [10.51] Müller, H. S.; Haist, M., Mechtcherine, V.: Selbstverdichtender Hochleistungs-Leichtbeton. Beton- und Stahlbetonbau (2002) Nr. 6, S. 326–333.
- [10.52] Weber, H.; Hullmann, H.: Porenbetonhandbuch. Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 2002.
- [10.53] Nischer, P.: Schaumbeton. Betonwerk + Fertigteil-Technik 49 (1983) H. 3, S. 148–151.
- [10.54] Widmann, H.; Enochl, V.: Schaumbeton – Baustoffeigenschaften, Herstellung. Betonwerk + Fertigteil-Technik 57 (1991) H. 6, S. 38–43.
- [10.55] Aroni, S.; de Groot, G. J.; Robinson, M. J. et al.: RILEM Recommended Practice on Autoclaved Aerated Concrete. RILEM Secretariat General, 94235 Cachan Cedex, France, 1993.
- [10.56] DIN 4158: Zwischenbauteile aus Beton, für Stahlbeton- und Spannbetondecken. Beuth Verlag, Berlin, 1978.
- [10.57] DIN 18150-1: Baustoffe und Bauteile für Hauschornsteine; Formstücke aus Leichtbeton, Einschalige Schornsteine, Anforderungen. Beuth Verlag, Berlin, 1979.
- [10.58] DIN 18151-100: Hohlblöcke aus Leichtbeton – Teil 100: Hohlblöcke mit besonderen Eigenschaften. Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [10.59] DIN 18152-100: Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton – Teil 100: Vollsteine und Vollblöcke mit besonderen Eigenschaften. Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [10.60] DIN 18162: Wandbauplatten aus Leichtbeton, unbewehrt. Beuth Verlag, Berlin, 2000.
- [10.61] DIN EN 13168: Wärmedämmstoffe für Gebäude – Werkmäßig hergestellte Produkte aus Holzwolle (WW) – Spezifikation. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [10.62] DIN 4108-10: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden, Teil 10: Anwendungsbezogene Anforderungen an Wärmedämmstoffe – Werkmäßig hergestellte Wärmedämmstoffe. Beuth Verlag, 2008.
- [10.63] DIN 1055-3: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten. Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [10.64] DIN EN 990: Prüfverfahren zur Überprüfung des Korrosionsschutzes der Bewehrung in dampfgehärtetem Porenbeton und in haufwerksporigem Leichtbeton. Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [10.65] DIN V 18550: Putz und Putzsysteme – Ausführung. Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [11.1] Curbach, M.; Reinhardt, H.-W. et al. (Hrsg.): Sachstandbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 488. Berlin: Beuth Verlag, 1998, S. 63–67.
- [11.2] Griffith, R. A.: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids, Transactions of the Royal Society of London, Series A 221, 1921, pp. 163–198.
- [11.3] Maidl, B.: Stahlfaserbeton. Berlin: Ernst & Sohn, 1991.
- [11.4] Meyer, A.: Faserbeton. Zement-Taschenbuch 47 (1979/80), Wiesbaden-Berlin: Bauverlag 1979, S. 453–477.
- [11.5] Wischers, G.: Faserbewehrter Beton. beton 24 (1974) H. 3, S. 95–99 und H. 4, S. 137–141.
- [11.6] ACI Committee 544: State-of-the-art report of fiber reinforced concrete. ACI Publication SP-81 (1984), S. 411–432; ebenso: Concrete International 4 (1982) H. 5, S. 9–30.
- [11.7] Naaman, A.: Fasern mit verbesserter Haftung. Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), H. 4, S. 232–238.
- [11.8] Alwan, J.; Naaman, A. E.; Hansen, W.: Pull-Out Work of Steel Fibers form Cementitious Matrices – Analytical Investigation. Journal of Cement and Concrete Composites 13 (1991), No. 4, pp. 247–255.
- [11.9] Naaman, A. E.; Namur, G., Jr.; Alwan, J.; Najm, H.: Fiber Pull-Out and Bond Slip, Part II: Experimental Validation. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 117 (1991), No. 9, pp. 2791–2800.
- [11.10] Naaman, A. E.; Najm, H.: Bond-Slip Mechanisms of Steel Fibers in Concrete. ACI Materials Journal, Vol. 88 (1991), No. 2, pp. 135–145.
- [11.11] Bentur, A.; Mindess, S.: Fibre reinforced cementitious composites. London: Elsevier Applied Science, 1990.
- [11.12] Bentur, A.; Mindess, S.: Cracking Prozess in Steel Fiber Reinforced Cement Paste. In: Cement and Concrete Research, Vol. 15 (1985), pp. 331–342.
- [11.13] Cook, J.; Gordon, J. E.: A Mechanism for the Control of Crack Propagation in All-Brittle Systems. In: Proceeding of the Royal Society, Vol. A 228 (1986), pp. 508–520.
- [11.14] Kützing, L.; König, G.: Duktiler Hochleistungsbeton mit Fasercocktail – Technologie – Bemessung – Anwendungen. Bautechnik 78 (2001), H. 2, S. 105–114.
- [11.15] Balaguru, P.; Ramakrishnan, V.: Properties of Fiber Reinforced Concrete: Workability, Behaviour Under Long-Term Loading, Air-Void Characteristics. In: ACI Materials Journal, paper no. 85-M23, Vol. 85, No. 3, May-June 1988, pp. 189–196.
- [11.16] DBV-Sachstandsbericht: Faserbeton mit synthetischen organischen Fasern. Fassung Oktober 1990, redaktionell überarbeitet 1996. Deutscher Beton-Verein E. V.
- [11.17] Nußbaum, G.; Vißmann, H.-W.: Faserbeton. Schriftenreihe Spezialbetone, Band 2. Düsseldorf: Verlag Bau und Technik, 1999.
- [11.18] Halm, J.: Ausgangsstoffe, Herstellverfahren und Eigenschaften von Glasfaserbeton. In: Tagungsband zum Symposium: Glasfaserbeton – Von der Einzelanwendung zur industriellen Fertigung. Fachvereinigung Faserbeton e. V. (Hrsg.), Forschungs- und Materialprüfanstalt Baden-Württemberg – Otto-Graf-Institut. Stuttgart, 2. Dezember 1996, S. 1–7.
- [11.19] Krenchel, H.; Shah, S.: Applications of polypropylene fibers in Scandinavia. Concrete International 7 (1985) H. 7, pp. 32–34.



- [11.20] Johnstson, C. D.: Fiber-Reinforced Cements and Concretes. Advances in concrete technology – Vol. 3. Gordon and Breach Science Publishers, Canada, 2001.
- [11.21] Balaguru, P.; Shah, S. P.: Alternative Reinforcing Materials for Developing Countries. International Journal for Development Technology 3 (1985), pp. 87–105.
- [11.22] Sethunaryan, R.; Chockalingham, S.; Ramathanan, R.: Tagungsband zu International Symposium on Recent Developments in Concrete Fiber Composites, Transportation Research Record, No. 1226, 1989, Washington D. C., pp. 57–60.
- [11.23] Nakamura, S.; van Mier, J.G.M.; Masuda, Y.: Self compactibility of hybrid fiber concrete containing PVA fibers. In: M. di Prisco, R. Felicetti, G. A. Plizzari „Fibre-reinforced concretes“. 6th RILEM Symposium BEFIB 2004, Varenna, Italy, Vol. 1, pp. 527–538.
- [11.24] Lankard, D. R.: Slurry infiltrated fiber concrete (SIFCON): Properties and applications. Mat. Res. Soc. Symp. Proc. 42 (1985), pp. 277–286.
- [11.25] Hauser, S.; Wörner, J. D.: DUCON, ein innovativer Hochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), H. 2, S. 66–75.
- [11.26] Gustafsson, J.: Experience from full scale production of steel fiber reinforced self-compacting concrete. In: Skarendahl, A.; Petersson, Ö. (eds.), Self-Compacting Concrete. RILEM Proceedings No. 7, 1999, pp. 743–754.
- [11.27] DIN EN 14889-1:2006-11: Fasern für Beton – Teil 1: Stahlfasern – Begriffe, Festlegungen und Konformität. Deutsche Fassung EN 14889-1:2006. Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [11.28] ACI Committee 544: Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete. Report No. ACI 544.4R-88. ACI Structural Journal, September/October 1988.
- [11.29] Ding, Y.; Kusterle, W.: Eigenschaften von jungem Faserbeton. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), S. 362–368.
- [11.30] Reinhardt, H.-W.: Beton. In: Eibl, J. (Hrsg.), Beton-Kalender 2002: Teil 1; Taschenbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau sowie die verwandten Fächer. Berlin: Ernst & Sohn, 2002, S. 1–152.
- [11.31] Soroushian, P.; Bayasi, Z.: Prediction of the tensile strength of fiber reinforced concrete: a critique of the composite material concept. In: Fiber reinforced concrete, properties and applications ACI SP-105, American Concrete Institute, Detroit 1987, pp. 71–84.
- [11.32] Barr, B.: The fracture characteristics of FRC materials in shear. In: Fiber reinforced concrete, properties and applications. ACI SP-105, American Concrete Institute, Detroit 1987, pp. 27–53.
- [11.33] Swamy, R.; Jones, R.; Chaim, T.: Shear transfer in steel fiber reinforced concrete, properties and applications. ACI SP-105, American Concrete Institute, Detroit 1987, pp. 565–592.
- [11.34] Fritz, C.; Reinhardt, H.-W.: Influence of crack width on shear behaviour of sifcon. In: Reinhardt, H.-W.; Naaman, A. E. (eds.), High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, RILEM Proceedings No. 15, 1991, pp. 213–225.
- [11.35] Sun, W.; Yan, H.; Qi, C.; Chen, H.: In: Reinhardt, H.-W.; Naaman, A. E. (eds.), High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC3), RILEM Proceedings No. 6, 1999, pp. 565–574.
- [11.36] Sun, W.; Lai, J.; Rong, Z.; Zhang, Yu.; Zhang, Ya.: Dynamic mechanical behaviour of ultra-high performance cementitious composites under repeated impact. In Reinhardt, H.-W.; Naaman, A.E. (Eds.). High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC5), RILEM Proceedings 53, Bagneux 2007, pp. 471–479.
- [11.37] Gzybowski, M.; Shah, S. P. ACI Materials Journal. 87 (1990), No. 2, pp. 138–148.
- [11.38] Krenchel, H.; Shah, S.: Restrained Shrinkage Test with PP-fiber Reinforced Concrete, In: ACI SP-105, Fiber Reinforced Concrete, Properties and Applications, American Concrete Institute, Detroit: 1987, pp. 141–158.
- [11.39] Hähne, H.; Karl, S.; Wörner, J.: Properties of polyacrylnitrile fiber reinforced concrete. In: Fiber reinforced concrete, properties and applications. ACI SP-105, American Concrete Institute, Detroit 1987, pp. 211–223.
- [11.40] N. N.: Korrosionsuntersuchungen an Stahlfaserbeton. In: beton 29 (1979), H. 10, S. 353–354.
- [11.41] Schorn, H.; Schiek, M.; Hempel, R.: Dauerhaftigkeit von textilen Glasfaserbewehrungen im Beton. Bauingenieur 79 (2004), S. 86–94.
- [11.42] Schürhoff, H. J.; Gerritse: Aramid Reinforced Concrete. Aramid Fibres of the Twaron type, for Prestressing Concrete. In: Swamy, R. L.; Wagstaffe, D. R.; Oakley, D. R. (eds.): Third Intern. Symposium on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete: RILEM Technical Committee 49-TFR, 13–17 July 1986, Vol. 1. Rochdale, Lancs.: RILEM, 1986, Paper 2.6.
- [11.43] Balaguru, P.; Ramakrishnan, V.: Freeze-Thaw Durability of Fiber Reinforced Concrete. ACI Journal 83 (1986), pp. 374–382.
- [11.44] DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton, Berlin, Ausgabe März 2010.
- [11.45] Naaman, A. E.: Ferrocement and Laminated Cementitious Composites. Techno Press 3000, Ann Arbor 2000.
- [11.46] DIN EN 14889-2:2006-11: Fasern für Beton – Teil 2: Polymerfasern – Begriffe, Festlegungen und Konformität. Deutsche Fassung EN 14889-2:2006. Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [11.47] DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton, Berlin, Ausgabe November 2012.
- [11.48] Dauberschmidt, C.: Untersuchungen zu den Korrosionsmechanismen von Stahlfasern in chloridhaltigem Beton. Dissertation, Institut für Bauforschung, RWTH Aachen, 2006.
- [13.1] Müller, H. S.: Zum Baustoff der Zukunft. In: Tagungsband zur 100-Jahr-Feier des Deutschen Aus-



- schusses für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, Oktober 2007, S. 195–221.
- [13.2] Möller, H.: CELITEMENT – Ein möglicher Nachfolger der klassischen Zemente? – Konzept, Herstellung und Eigenschaften. Betonwerk + Fertigteil-Technik 77 (2011) Nr. 2, S. 66–69.
- [13.3] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (BMUB), Referat B15 (Hrsg.): Leitfaden Nachhaltiges Bauen. Ausgabe September 2014, <http://www.nachhaltigesbauen.de>, letzter Aufruf: Juli 2015.
- [13.4] DIN EN ISO 14040: Umweltmanagement – Ökobilanz – Grundsätze und Rahmenbedingungen. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [13.5] DIN EN ISO 14044: Umweltmanagement – Ökobilanz – Anforderungen und Anleitungen. Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [13.6] Hauer, B.: Methoden und Ergebnisse der Ökobilanzierung. In: Nachhaltiger Beton – Werkstoff, Konstruktion und Nutzung, 9. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M., Kromer, M. (Hrsg.), KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2012, S. 11–18.
- [13.7] Lützkendorf, Th.: Realisierung zukunftsfähiger Bauwerke – Anforderungen an Planung und Baustoffauswahl. In: Nachhaltiger Beton – Werkstoff, Konstruktion und Nutzung, 9. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M., Kromer, M. (Hrsg.), KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2012, S. 1–10.
- [13.8] Institut Bauen und Umwelt e.V. (Hrsg.): Umwelt-Produktdeklarationen. <http://www.bau-umwelt.de>, letzter Aufruf: Juli 2015.
- [13.9] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (Hrsg.): Ökobaudat – Informationsportal Nachhaltiges Bauen. <http://www.oekobaudat.de>, letzter Aufruf: Juli 2015.
- [13.10] Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e.V.: Green Building Challenge Handbuch. <http://www.ziegel.at/gbc-ziegelhandbuch/default.htm>, letzter Aufruf: Juli 2015.
- [13.11] Institut für Bauen und Umwelt (Hrsg.): Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 für Zement; Deklarationsnummer: EPD-VDZ-2012111-D, Inhaber: Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, Ausstellungsdatum: 16.03.2012.
- [13.12] Chen, C.; Habert, G.; Bouzidi, Y. et al.: LCA allocation procedure used as an initiative method for waste recycling – an application to mineral additions in concrete. Resources, Conservation and Recycling 54 (2010) Nr. 12, S. 1231–1240.
- [13.13] Schießl, P.; Stengel, Th.: Nachhaltige Kreislauf-führung mineralischer Baustoffe. Forschungsbericht der Technischen Universität München, Lehrstuhl für Baustoffe und Materialprüfung, München, 2006.
- [13.14] Walz, K.: Beziehungen zwischen Wasserzementwert, Normfestigkeit des Zements (DIN 1164, Juni 1970) und Betondruckfestigkeit. In: Beton 20 (1970) Nr. 11, S. 499–503.
- [13.15] Haist, M.; Müller, H. S.: Nachhaltiger Beton – Betontechnologie im Spannungsfeld zwischen Ökobilanz und Leistungsfähigkeit. In: Nachhaltiger Beton – Werkstoff, Konstruktion und Nutzung, 9. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M., Kromer, M. (Hrsg.), KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2012, S. 29–52.
- [13.16] Fennis, S. A. A. M.: Design of ecological concrete by particle packing optimization. Dissertation, Technische Universität Delft, Niederlande, Gildeprint Verlag, Niederlande, 2010.
- [13.17] Andreasen, A. H. M.; Andersen, J.: Über die Beziehung zwischen Kornabstufung und Zwischenraum in Produkten aus losen Körnern (mit einigen Experimenten). In: Kolloid-Zeitung 50 (1930), S. 217–228.
- [13.18] Fuller, W. B.; Thompson, S. E.: The laws of proportioning concrete. Journal of the American Society of Civil Engineers 59 (1907), S. 67–143.
- [13.19] de Larrard, F.: Concrete mixture proportioning – a scientific approach. Verlag E & EN Spon, London, England, 1999.
- [13.20] Puntke, W.: Wasseranspruch von feinen Kornhaufwerken. beton 52 (2002) Nr. 5, S. 242–248.
- [13.21] Deutsches Institut für Bautechnik (Hrsg.): Bauregelliste A, Bauregelliste B und Liste C. In: Deutsches Institut für Bautechnik – Mitteilungen, Ausgabe 17, 4. Dezember 2014.
- [13.22] International Federation for Structural Concrete (fib): Guidelines for green concrete structures. fib Bulletin 67, Lausanne, 2012.
- [13.23] Damineli, B. L.; Kemeid, F. M.; Aguiar, P. S.; John, V. M.: Measuring the eco-efficiency of cement use. Cement and Concrete Composites 32 (2010), S. 555–562.
- [13.24] Bundesverband der Deutschen Transportbetonindustrie (BTB): Jahresbericht 2011/2012. Eigenverlag, Berlin, 2012.
- [13.25] Proske, T.; Hainer, St.; Jakob, M. et al.: Stahlbetonbauteile aus klima- und ressourcenschonendem Ökobeton. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012) Nr. 6, S. 401–413.
- [13.26] Haist, M.; Moffatt, J.; Breiner, R.; Müller, H. S.: Entwicklungsprinzipien und technische Grenzen der Herstellung zementarmer Betone. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) Nr. 3, S. 202–215.
- [13.27] Glavind, M.; Munch-Petersen, C.: Green concrete in Denmark. Structural Concrete 1 (2000) Nr. 1, S. 1–7.
- [13.28] Glavind, M.: Green concrete structures. Structural Concrete 12 (2011) Nr. 1, S. 23–29.
- [13.29] Nielsen, C. V.; Glavind, M.: Danish Experiences with a decade of green concrete. Journal of Advanced Concrete Technology 5 (2007) Nr. 1, S. 3–12.
- [13.30] Moffatt, J.; Breiner, R.; Haist, M.; Müller, H. S.: Design and Properties of Sustainable Concrete. In: Concrete – Innovation and Design, Proceedings of the fib Symposium 2015, Kopenhagen, Dänemark, 2015 (extended Paper).

- [13.31] Müller, H. S.; Haist, M.; Vogel, M.: Assessment of the sustainability potential of concrete and concrete structures considering their environmental impact, performance and lifetime. In: *Construction and Building Materials* 67 (2014), pp. 321–337.
- [13.32] Müller, H. S.; Moffatt, J.; Haist, M.; Vogel, M.: Sustainable concrete structures through service life design and eco efficient concretes. Proceedings of the 4th Asian Conference on Ecstasy in Concrete ICI-ACE-CON 2015, Kolkata, Indien, 2015.
- [13.33] Müller, H. S., Scheydt, J. C.: Dauerhaftigkeit und Nachhaltigkeit von ultrahochfestem Beton – Ergebnisse von Laboruntersuchungen. *Beton* 61 (2011) Nr. 9, S. 336–343.
- [14.1] DIN CEN/TR 15868:2012-04 (E), Survey of national requirements used in conjunction with EN 206-1:2000; English version CEN/TR 15868:2009.